

Revista internacional de Ingeniería de estructuras

EDITORES

Alex H. Barbat

E.T.S. Ingenieros de Caminos Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
Campus Norte UPC, 08034 Barcelona, España
e-mail alex.barbat@upc.es

Roberto Aguiar Falconí

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador
e-mail raguair@espe.edu.ec

COMITÉ ASESOR INTERNACIONAL

G. Ayala

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472
Coyoacan
04510 México D.F., México

J. R. Casas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

R. E. Klingner

Profesorado Phil M. Ferguson en la
Ingeniería Civil
Universidad de Texas, Austin
Texas 78712, U.S.A.

S. Oller

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

R. Blázquez

E.T.S. I.C.C.P. Ciudad Real
Universidad de Castilla La Mancha
C/ Camilo José Cela s/n
13071 Ciudad Real

F. J. Crisafulli

Facultad de Ingeniería, Universidad
Nacional de Cuyo
Casilla de Correos 405
Mendoza, 5500, Argentina

M. Lafuente

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

M. Ordaz

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria
Coyoacan
04510 México D.F., México

M. Blondet

Facultad de Ingeniería Civil
Pontificia Universidad Católica
Lima, Perú

R. Danesi

Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional de Tucumán
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

W. Lobo

Facultad de Ingeniería
Universidad de Los Andes
Mérida, Venezuela

M. N. Pavlovic

Department of Civil Engineering
Imperial College
London, SW7 2BU, U.K.

J. Bommer

Civil & Environmental Engineering
Imperial College
London SW7 2BU
Reino Unido

P. Dechent

Facultad de Ingeniería
Universidad de Concepción
Concepción - Chile

O. López

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

J. Rodellar

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

R. Boroschek

Dpto. de Ingeniería Civil
Universidad de Chile
Blanco Encalada 2120
Santiago, Chile

L. Díaz

Facultad de Ingeniería
Universidad La Serena
Serena, Chile

B. Luccioni

Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional de Tucumán
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

S. E. Ruiz Gómez

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472
Coyoacan
04510 México D.F., México

L. M. Bozzo

Dpto. de Ingeniería Mecánica y de la
Construcción Industrial
Universidad de Girona
Avda. Luis Santaló s/n
17071 Girona, España

L. Godoy

Dpto. de Estructuras, FCEyN,
Universidad Nacional de Córdoba
Casilla de Correo 916, Córdoba 5000,
Argentina

R. Meli

Centro Nacional de Prevención de
Desastres
Ciudad Universitaria
Coyoacan
04510 México D.F., México

L. Suárez

Universidad de Puerto Rico
Recinto Universitario de Mayagüez
Puerto Rico

J. A. Canas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales, y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona, España

J. Grases

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

E. Miranda

Dpto. of Civil and Environment
Engineering
Stanford University
Stanford, California, 94305-4020

C. E. Ventura

Department of Civil Engineering
The University of British Columbia
CEME Building, 2018 – 2324
Main Mall
Vancouver, B.C. Canada V6T 1Z4

O. D. Cardona

Facultad de Ingeniería
Universidad de los Andes
Aptdo. 4976
Bogotá, Colombia

G. M. Giuliano

Facultad de Ingeniería
Dpto. Ingeniería Civil
Universidad de Concepción
Concepción, Chile

J. L. Almazán

Escuela de ingeniería
Pontificia Universidad Católica de
Santiago
Santiago de Chile

M. Tornello

CeReDeTec
Universidad Tecnológica Nacional
Mendoza
Argentina

IMPRESIÓN

Magaly Quishpe

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador

ISSN 1390-0315

©2011 ESPE, Quito, Ecuador

Revista Internacional de

Ingeniería de Estructuras

Sumario

Volumen 16, número 2, 2011

Espectros elásticos asociados a las fallas de Quito. Roberto Aguiar Falconí, Daissy Quishpe, Magaly Quishpe	107
Investigaciones experimentales y propuesta de diseño sísmico para la mampostería de Adobe Confinado. Ángel San Bartolomé, Daniel Quiun	139
Vida útil en estructuras de concreto armado desde el punto de vista de comportamiento del material. Genner Villarreal Castro, Marco Cerna Vasquez, William Galicia Guarniz	151
Diseño e implementación del seguro de riesgo sísmico para cubrir los edificios privados a través de una estrategia de subsidio cruzado. M.C. Marulanda, O.D. Cardona, M.G. Mora, A.H. Barbat	173
Estudio de las particularidades de las curvas Cortante-Distorsión de marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo Chevrón Eber Alberto Godínez Domínguez, Arturo Tena Colunga	191

Revista semestral de la Escuela Politécnica del Ejército Quito, Ecuador.

Revista inscrita en la Hemeroteca Latinoamericana

ISSN 1390-0315

© 2011 ESPE, Quito – Ecuador

ESPECTROS ELÁSTICOS ASOCIADOS A LAS FALLAS DE QUITO

Roberto Aguiar Falconí, Magaly Quishpe y Daissy Quishpe

Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército.
Av. El Progreso s/n. Valle de los Chillos, Quito-Ecuador
Correo Electrónico: raguiar@espe.ecu.ec

RESUMEN

Una buena parte de la Capital del Ecuador se encuentra sobre o muy cerca de las fallas ciegas de Quito, las mismas que están activas como se verá, en este trabajo, al presentar la sismicidad registrada entre 1990 y 2011, asociadas a estas fallas.

Se hallan espectros elásticos para Quito, considerando dos sismos asociados a las fallas de Quito, con períodos de retorno de 72 y 475 años, empleando las metodologías propuestas por Abrahamson – Silva y Campbell – Bozorgnia. Los perfiles de suelo se obtienen del estudio de microzonificación sísmica de la ciudad, realizado en 2002 y de dos estudios de suelos en los cuales se determina la profundidad a la que se halla la roca.

Por otra parte, se encuentran los espectros elásticos, para la ciudad de Quito, de acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2000 para factores de uso igual a 1 y 1.5, que corresponden a estructuras básicas y esenciales. Estos espectros son comparados con los hallados a partir de una probable activación de la falla de Quito y se formulan recomendaciones para el diseño sísmico.

Palabras Claves.- Fallas ciegas de Quito; Espectros elásticos; Estructuras básicas; Estructuras esenciales.

ABSTRACT

A considerable part of the Capital of Ecuador is located over or very close to the blind faults of Quito, which are active as it will be mentioned in this study, presenting the seismicity registered between 1990 and 2011, associated with these faults.

Elastic Spectra for Quito are found out, considering two earthquakes associated with the faults of Quito, with return periods of 72 and 475 years, using the methodologies proposed by Abrahamson - Silva and Campbell - Bozorgnia. Soil profiles are obtained from the seismic micro-zoning study of the city, carried out in 2002 and from two soil studies in which the rock depth is determined.

On the other hand, elastic spectra are found out, for Quito City, in accordance to the Ecuadorian Construction Code, CEC-2000 for usage factors of 1 and 1.5, which correspond to basic and essential structures. These spectra are compared with those which were found out from a probable activation of the fault of Quito and recommendations for the seismic design are

formulated.

Keywords: Blind faults of Quito; Elastic Spectra; Basic Structures; Essential Structures.

1. INTRODUCCIÓN

En el mega sismo de Chile de 2010, se puso nuevamente de manifiesto el factor fundamental que tiene el tipo de suelo en la respuesta sísmica. En efecto, en Santiago las estructuras que estaban sobre suelo duros tuvieron daños menores o no los tuvieron, en contraste con lo sucedido en suelos blandos en los cuales hubo amplificación de las ondas sísmicas y causaron demasiado daño en las edificaciones. Aguiar (2011,1).

En la figura 1, se presenta, a la izquierda dos acelerogramas, de una réplica del sismo de Chile de 2010, registradas en diferentes tipos de suelo. El que corresponde a Santiago Centro (suelo duro) tiene aceleraciones muy bajas en comparación con el registro de Huechuraba (suelo blando) que está cerca del otro registro y como era de esperarse tiene aceleraciones altas. A la derecha se observan los espectros de respuesta elástica y es notable la diferencia que existe en las ordenadas espectrales. Sarracín (2010).

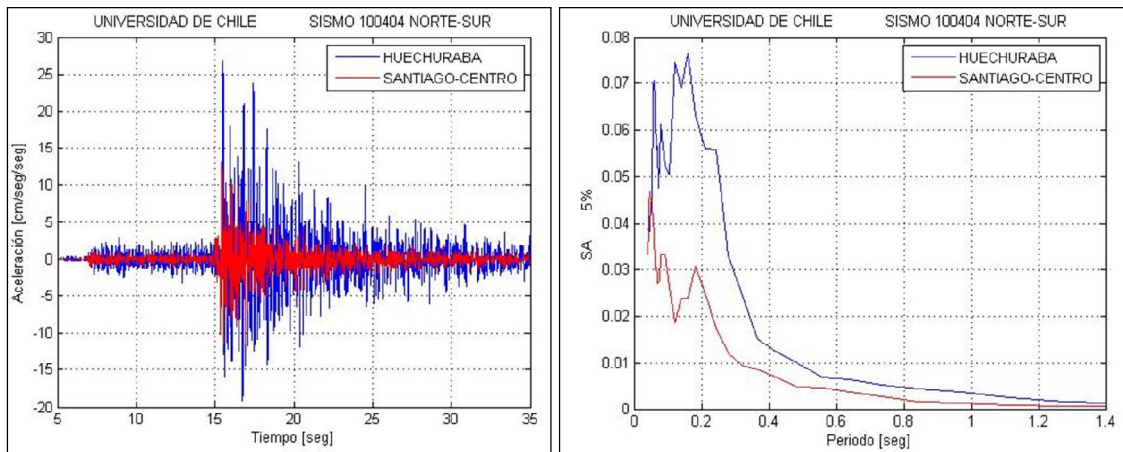


Figura 1 Acelerogramas y espectros de respuesta de una réplica, del sismo de Chile de 2010.

En el sismo de México de 1985, la amplificación por efecto del tipo de suelo fue más crítico; es así como al comparar los registros obtenidos en el Centro del Distrito Federal (lago) eran muy diferentes a los encontrados en suelo rocoso. En los primeros se mostraban amplificaciones muy fuertes para períodos largos y tenían mayor duración. Lomnitz (1988), Seed *et al.* (1987).

Se puede seguir haciendo referencia a lo sucedido en otros sismos con relación a la amplificación de las ondas sísmicas por efecto del tipo de suelo y la lista sería muy grande pero vale la pena mencionar en forma rápida y elemental lo que se conoce como amplificación dinámica y geométrica.

El problema de la amplificación de las ondas sísmicas por efecto del tipo de suelo es muy conocido, es así como en los años 30 del siglo pasado se recomendaba el cálculo del período de vibración de un suelo mediante la siguiente ecuación.

$$T = \frac{V_s}{4 H} \quad (1)$$

Donde: T es el período de vibración del suelo; V_s es la velocidad de la onda de corte; H es la potencia del sedimento (altura del estrato de suelo). Se halla el período de vibración del suelo y se compara con el período de la estructura para ver si la estructura entra o no en resonancia. A esto se conoce con el nombre de **amplificación dinámica**.

Pero también existe la **amplificación geométrica** debido al contraste de impedancia entre dos medios en contacto. Para sedimentos el contraste de impedancia se expresa como:

$$I_c = \frac{\rho_b V_b}{\rho_s V_s} \quad (2)$$

Donde el subíndice b viene del inglés *bedrock* o estrato rocoso; el subíndice s corresponde al sedimento. ρ es la densidad y V es la velocidad de la onda de corte. El contraste de impedancia I_c causan las reflexiones registradas en los perfiles sísmicos.

La impedancia es el producto de la densidad por la velocidad. Ahora si se tiene un suelo con un valor bajo de impedancia, el valor de I_c será alto y por lo tanto habrá amplificaciones notables de la onda sísmica que generan daño en las estructuras.

2. ZONIFICACIÓN DE LOS SUELOS DE QUITO

En 1992 se inició el Proyecto denominado: "Manejo del Riesgo Sísmico para Quito-Ecuador" el mismo que concluyó en 1994 y el aspecto más relevante fue la obtención de 20 zonas de acuerdo al tipo de suelo, las mismas que se indican en la figura 2. EPN *et al.* (1994).

En la figura 2 se aprecian tres depósitos de suelos y son: Los Flancos orientales del Pichincha (**f**); depósitos lacustres en la depresión central de la ciudad (**l**) y ceniza volcánica con formaciones de cangahua (**q**) al lado este de Quito. Se tienen 7 zonas de tipo **f**, 6 zonas de tipo **l** y 6 zonas de tipo **q** y la zona donde se encuentra el Panecillo que es de origen volcánico.

Las zonas tipo **f** están formadas por depósitos aluviales, principalmente de cangahua y cenizas volcánicas. La mayor concentración de la población se tiene en la zona **l** que está cubierta por suelos lacustres asentados muy probablemente sobre depósitos de Cangahua. Las zonas tipo **q** están formadas por Cangahua, que dicho sea de paso es un suelo muy duro con una gran resistencia al corte pero ante la presencia de las lluvias la Cangahua es un material muy malo se pierde la gran cohesión que tiene y es así como se producen grandes deslizamientos en Quito en el invierno.

En la figura 2 se presentan las zonas de suelo con colores, de acuerdo a la similitud de suelos que tienen. Es así como las características de suelos de las zonas: **q1, q2, q3 y q5** son muy similares. En la zona **q4** es una cangahua recubierta con arena volcánica de poca resistencia. EPN *et al.* (1994)

Con relación a los suelos lacustres se debe mencionar que las zonas **l4, l5** presentan características similares; la zona **l4** corresponde al sector del Parque la Carolina, donde el nivel freático es alto y los primeros estratos de suelo son de gran espesor y de poca resistencia; algunos especialistas de suelos manifiestan que en la Carolina existía un gran lago, otros descartan esta hipótesis en función del suelo encontrado en la zona. En la zona **l5** está cubierta por material aluvional de la zona **f5**.

Con relación a los flancos del Pichincha, la EPN *et al.* (1994) observó que las zonas **f2, f3**, presentan características similares y que las zonas **f5, f6 y f7** pueden ser compatibles. Por este motivo se han diferenciado estos dos grupos de los demás en la figura 2.

Posteriormente, Valverde *et al.* (2002) amplían el estudio hacia los Valles del Distrito

Metropolitano de Quito, va más al norte y al sur pero básicamente trabaja con los resultados hallados por la EPN *et al.* (1994).

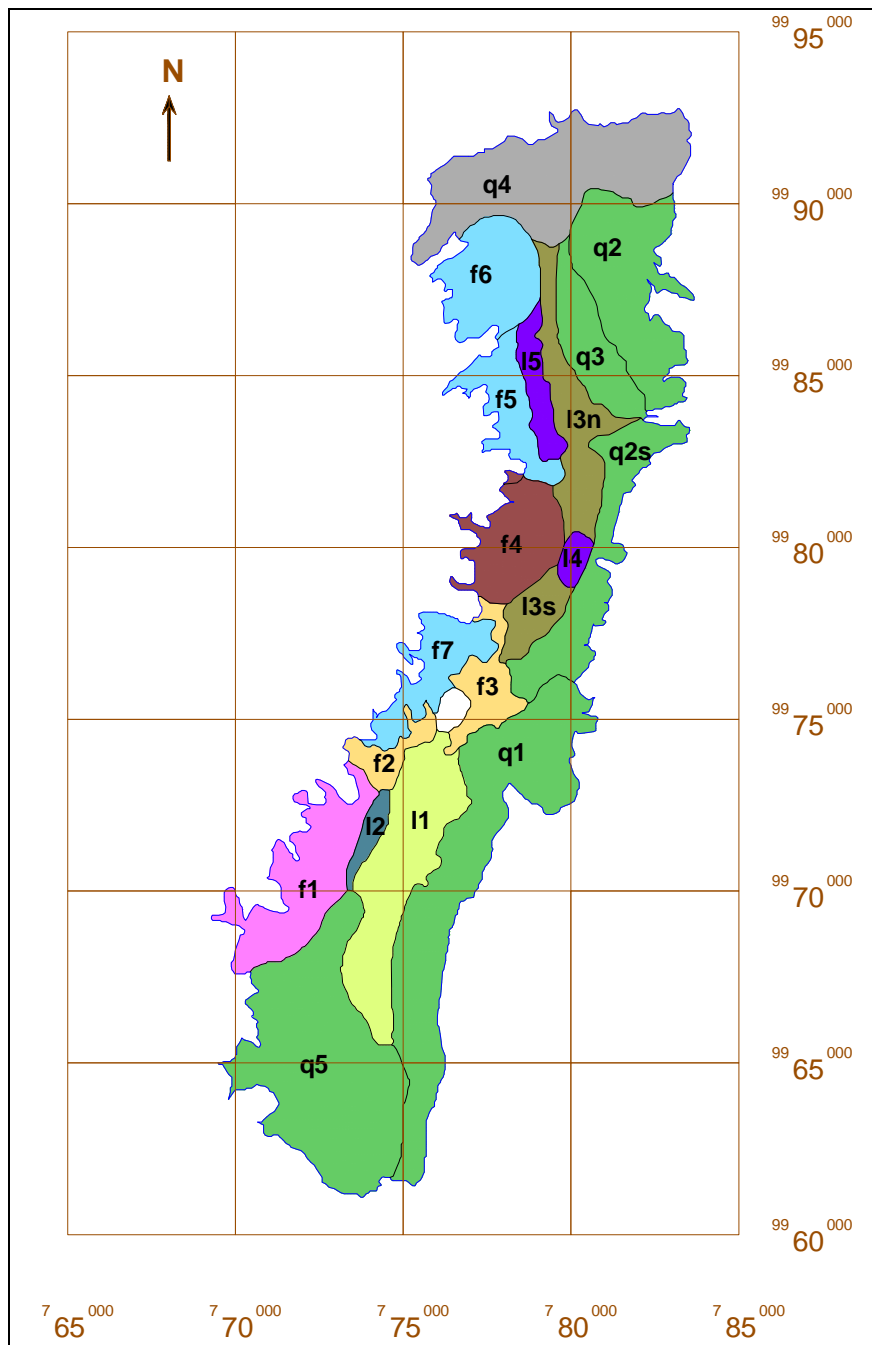


Figura 2 Zonas de suelo similares. EPN *et al.* (1994).

Valverde *et al.* (2002) clasifican los suelos de Quito de acuerdo a lo estipulado por el Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2000 y la propuesta es la indicada en la figura 3. Se debe manifestar que los suelos clasificados como S3 en la figura 3, corresponden a suelos tipo Se y S4 del CEC-2000.

En forma muy rápida se debe manifestar que el perfil de suelo S1 es un suelo muy resistente y el suelo S4 es un suelo muy blando, los otros dos son intermedios. En el CEC-2000

se clasifican los suelos de acuerdo a la velocidad de la onda de corte, al espesor de los estratos, a la resistencia al corte y al valor del número de golpes del ensayo de Penetración Estándar.

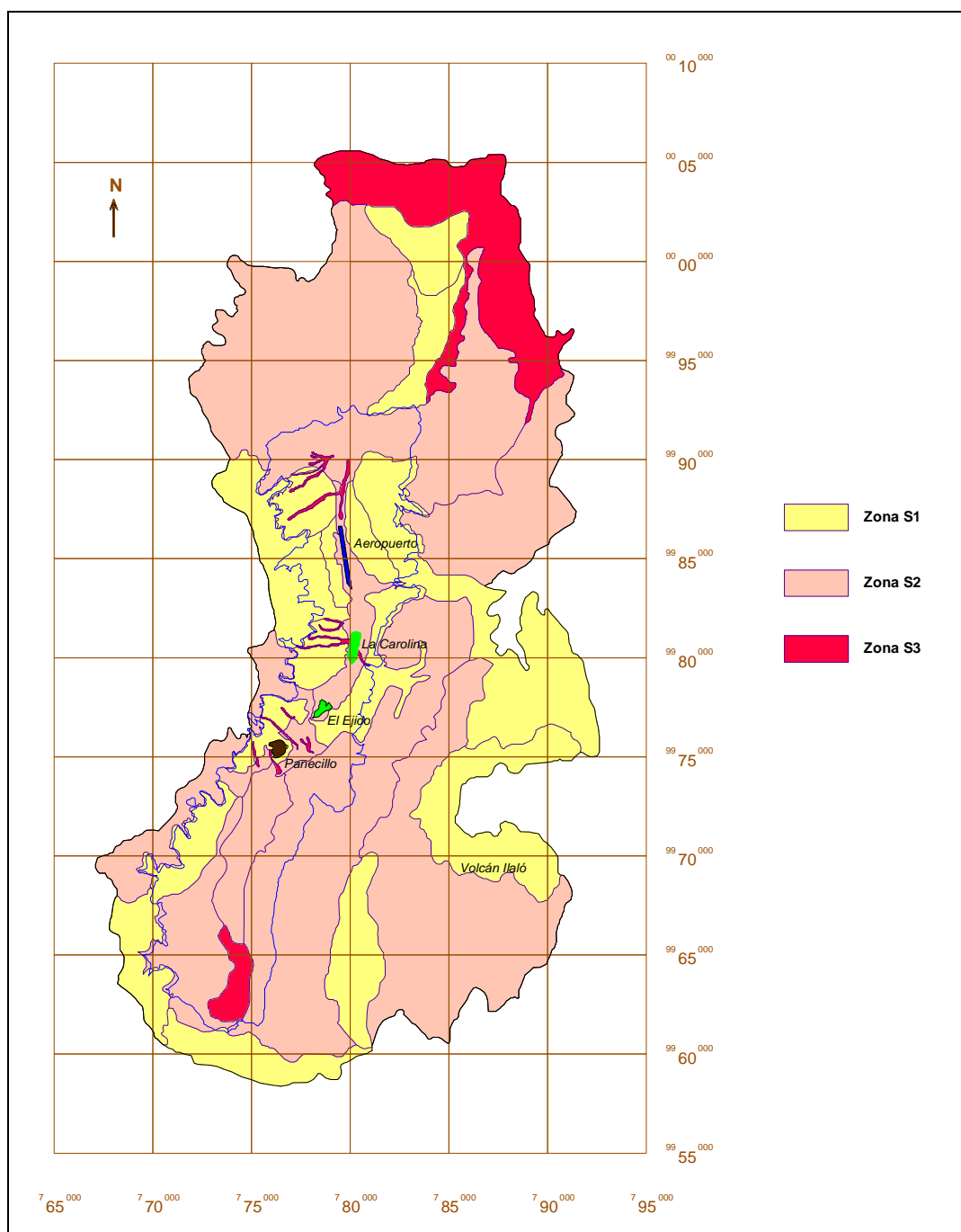


Figura 3 Clasificación de los suelos de Quito. Trabajo de Valverde *et al.* (2002).

La debilidad de los estudios realizados por la EPN *et al.* (1994) y por Valverde *et al.* (2002) es que la mayor parte de los estudios de suelo que sirvieron de base para su clasificación no sobrepasan los 10 m., de profundidad; muy pocos son los estudios en los cuales se llega a una profundidad de 30 m. Por este motivo es que no se conoce a ciencia cierta la profundidad a la que se encuentra la roca o suelo duro en Quito.

Con el propósito de tener puntos de referencia, en la figura 3 se indica el Panecillo, los parques de El ejido y La Carolina y el Aeropuerto de Quito. En esta figura se aprecia que la mayor parte de los suelos se hallan en perfiles de suelo S1 y S2, los mismos que son muy beneficiosos desde el punto de vista sísmico ya que no existirá amplificación de las ondas en el perfil de suelo S1 y la amplificación será muy baja en el perfil de suelo S2.

Se debe destacar que los datos de suelos con los que trabajó Valverde *et al.* (2002) para los Valles son muy pocos. Por todo esto es que en el 2011 se está realizando un estudio de Microzonificación Sísmica de Quito.

3. FALLAS DE QUITO

El sistema de fallas de Quito está localizado al oriente de la Cordillera Occidental, en el callejón interandino y se extiende entre los 0^0 y 0.4^0 S., con una dirección promedio NNE, en una longitud aproximada de 45 km. PGM (2009).

Debido a que son fallas inversas, las cuencas de Quito y San Antonio se levantaron del resto del callejón interandino en una altura que está entre los 400 y 500 m. Consecuencia de este levantamiento se tiene material lacustre, palustre y fluviales dentro de las cuencas (que se identificó con la letra **(I)** en la figura 2) intercalados con ceniza volcánica y pómez fruto de las erupciones de los volcanes Guagua Pichincha, Cotopaxi, Pululahua, Ninahuilca y Quilotoa. Alvarado (1996).

En la figura 4 se indica este sistema de fallas ciegas en unas partes o que tiene un ligero afloramiento en otras. Las líneas entrecortadas limitan las zonas de pliegue y dentro de ellas se observan las zonas de: deslizamiento; eje anticlinal; falla inversa. Morfológicamente el sistema de fallas de Quito, está compuesto por las siguientes colinas alargadas: El Tablón; San Miguel; Puengasi; La Bota - El Batán - Ilumbisi; El Colegio - El Inca; Catequilla - Bellavista. (PGM (2009), Alvarado)

Por cierto, Soulas *et al.* (1991) indican que la velocidad de desplazamiento discontinuo de este sistema de fallas varía de 0.5 a 1 mm/año e interpreta a este sistema como parte del sistema mayor Dextral.

Lavenu (1994) es más explícito y manifiesta que el sistema de fallas de Quito como los ubicados en la zona Ambato-Pastocalle, corresponden a la zona de transición del Sistema Mayor Dextral que se inicia en la Falla de Pallatanga al Sur, que tiene un rumbo NE - SO y que continúa luego del Sistema Quito con la Falla Chingual al Norte que tiene un rumbo NNE - SSO.

4. SISMICIDAD DE 1998

En 1998 la población de Quito estaba muy preocupada por la actividad intensa del volcán Guagua Pichincha, con una gran cantidad de sismos (alrededor de 1900), caída de ceniza, que llevó a que la Ex Defensa Civil declare el 1 de octubre la alerta amarilla, que no le dio mayor importancia a 12 sismos superficiales con magnitud entre 4 y 5, que se registraron en la ciudad y están asociados a las Fallas de Quito.

Quien realmente le dio importancia a estos sismos fue la gente del Geofísico de la Politécnica Nacional, porque ellos los registraban y pensaban que eran premonitores de un gran sismo que a lo mejor se registraba, menos mal que esto no llegó a suceder y la población de Quito y sus alrededores seguía preocupada por la actividad del volcán Guagua Pichincha que se extendió hasta el 2000.

En la figura 5 se presentan los epicentros de los sismos registrados en 1998, se indica la magnitud y la profundidad focal. En esta figura se identifican también los dos sistemas de la falla de Quito, que han sido identificados como **31 a** y **31 b** por Eguez *et al.* (2003).

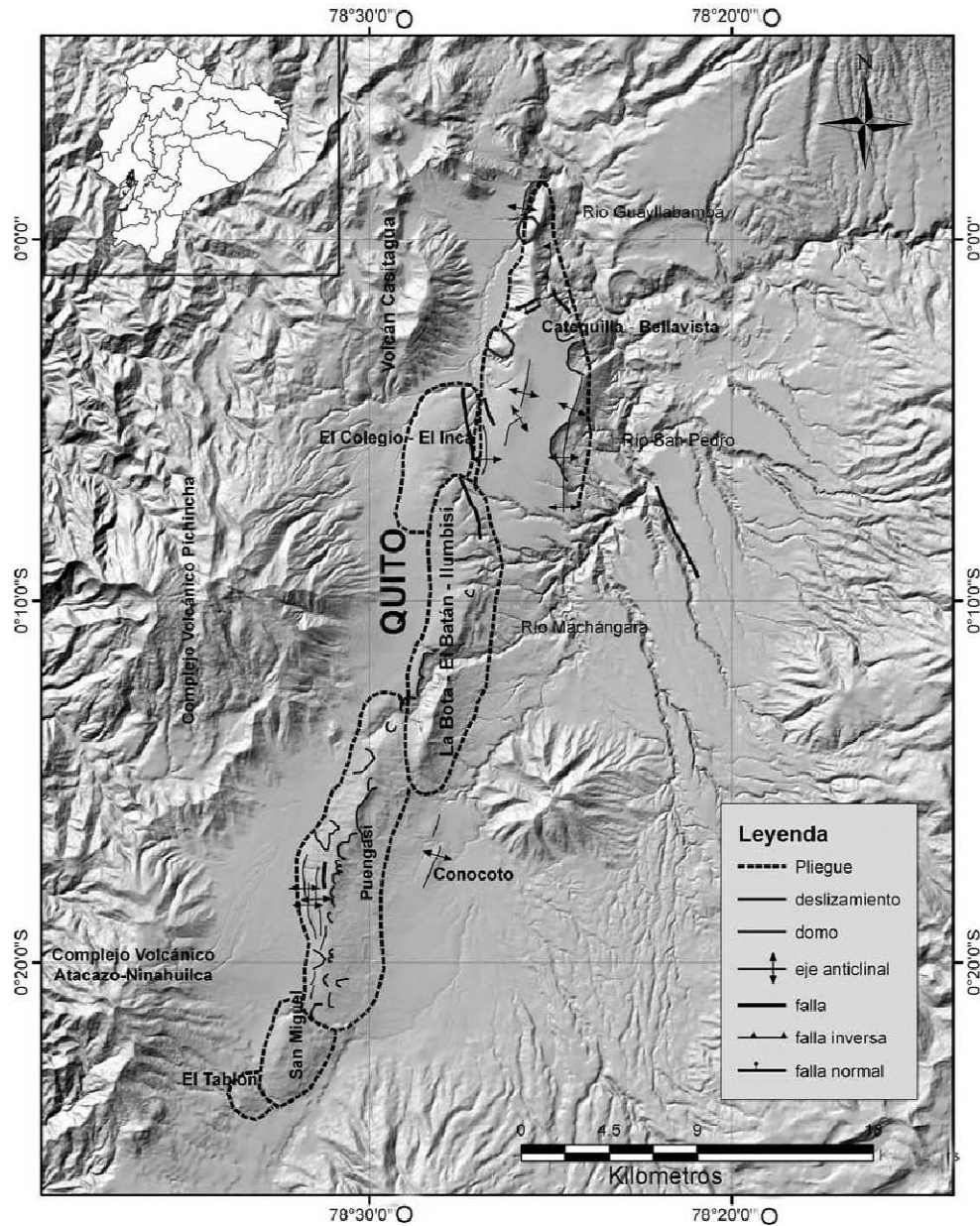


Figura 4 Sistema de fallas de Quito. PMA (2009)

El Sistema de Fallas **31 a** es una **Falla Inversa con componente Dextral** que tiene un ángulo de buzamiento medio de 60° hacia el Oeste, con una dirección media $N 4^{\circ} E \pm 22^{\circ}$; con una tasa de movimiento de 0.2 a 1.0 mm/año y que ha presentado actividad en los últimos 15000 años; la longitud estimada de esta falla es 18.5 Km. Eguez *et al.* (2003).

El sistema de fallas **31 b** es una **Falla Inversa Dextral** con una longitud estimada de 15.7 km.; con un ángulo de buzamiento medio de 60° hacia el Oeste, con una dirección media $N 16^{\circ} E \pm 19^{\circ}$, con una tasa de movimiento de 0.2 a 1.0 mm/año y que ha presentado actividad en los últimos 15000 años. Eguez *et al.* (2003).

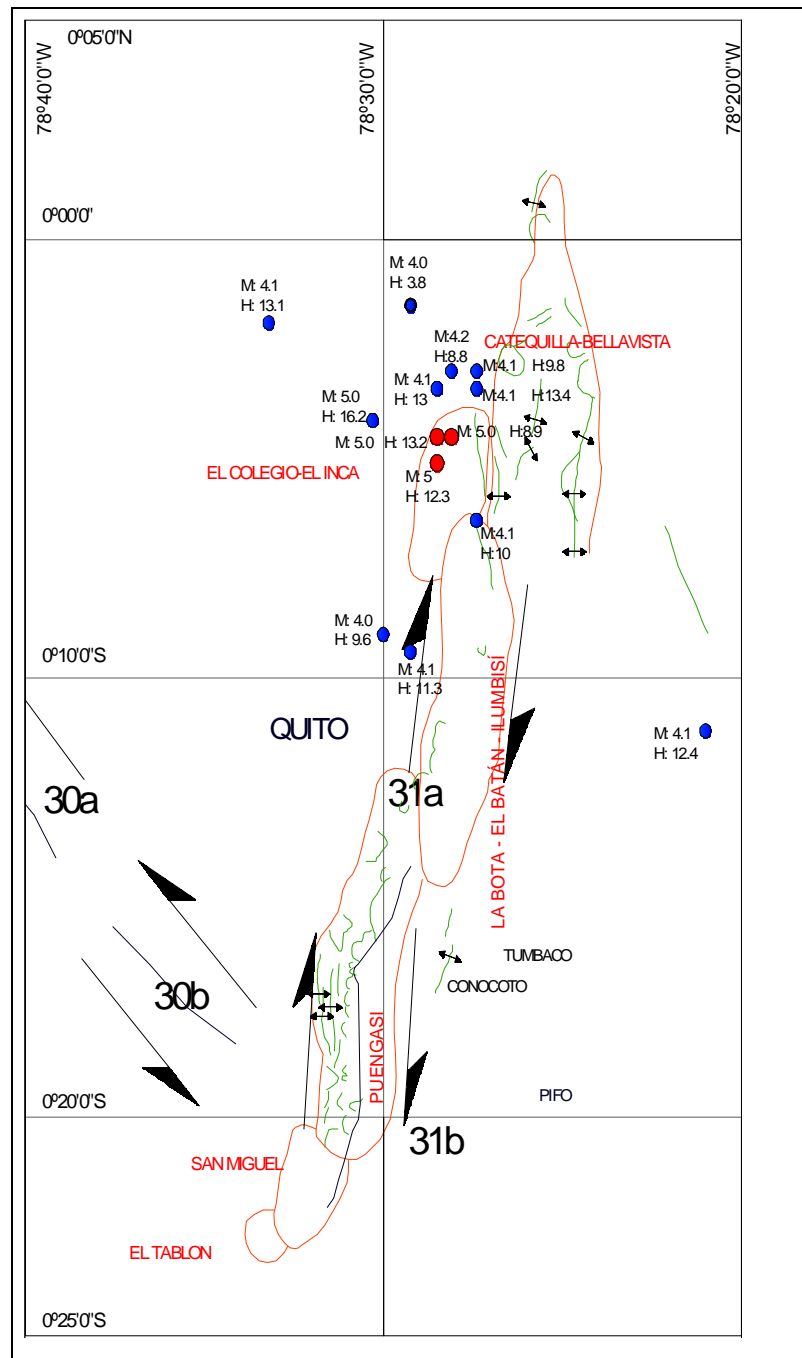


Figura 5 Sismicidad registrada en 1998, asociada a las fallas de Quito.

5. SISMICIDAD REGISTRADA ENTRE 1990 Y 2011

En la figura 6 se presentan los epicentros de los sismos registrados entre 1990 y 2011, la cantidad que se indica corresponde a la profundidad focal. Todos estos sismos están asociados a las Fallas de Quito, las magnitudes varían entre 3.0 y 5.0. Esto demuestra que son fallas activas.

La mayor parte de los epicentros de la figura 6 se encuentran sobre la ciudad de Quito.

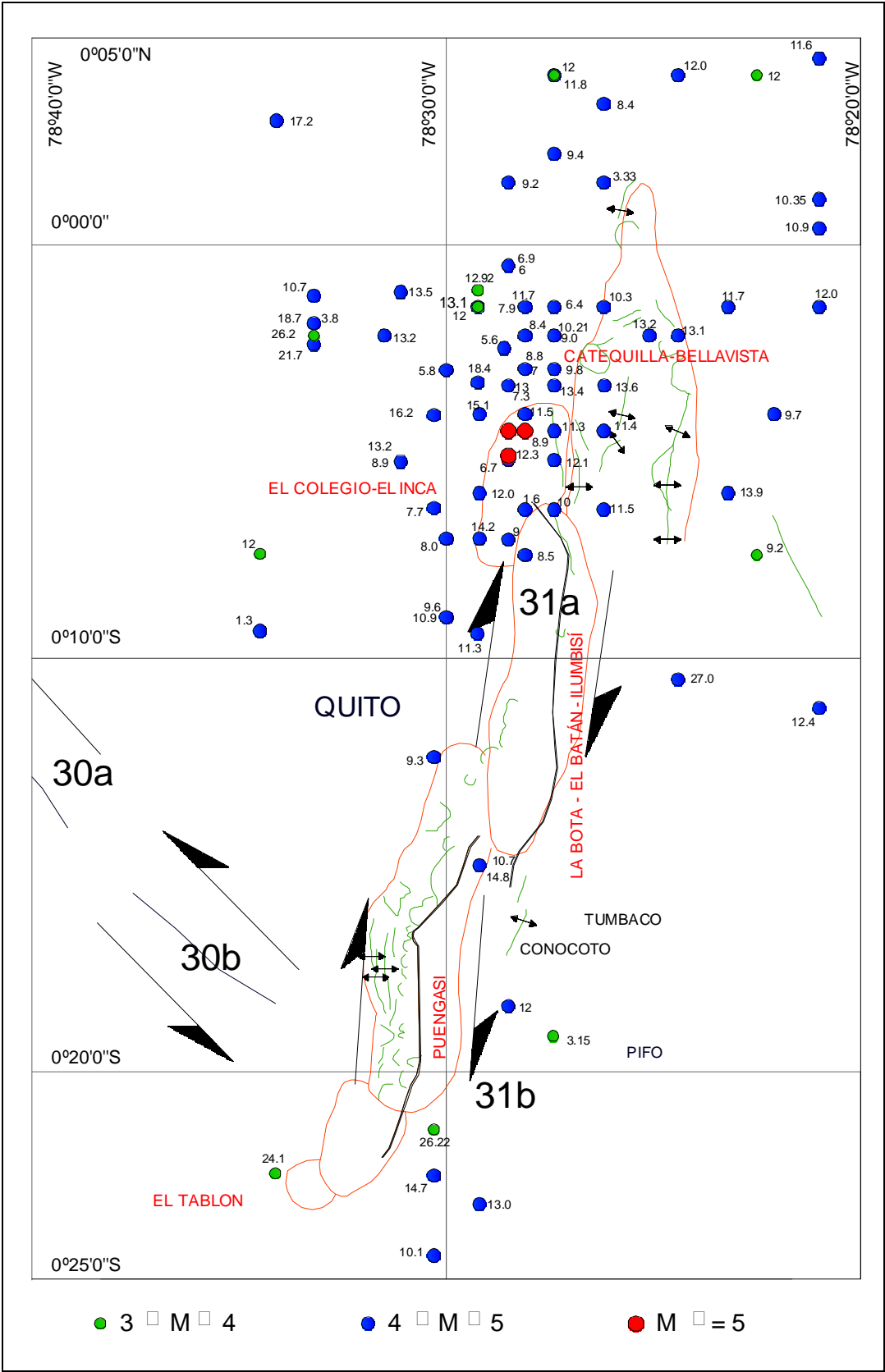


Figura 6 Sismicidad registrada entre 1990 y 2011.

6. ESTIMACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE LA ROCA

En la figura 7 se presenta la ubicación de los puentes sobre los ríos: San Pedro (SP) y Chiche (CH) de los cuales se cuentan con estudios de suelos, con los que se puede inferir la profundidad a la cual se encuentra la roca en Quito, toda vez que están muy cercanos a la Capital; es más el puente sobre el río San Pedro se encuentra en el borde de la falla de Quito.

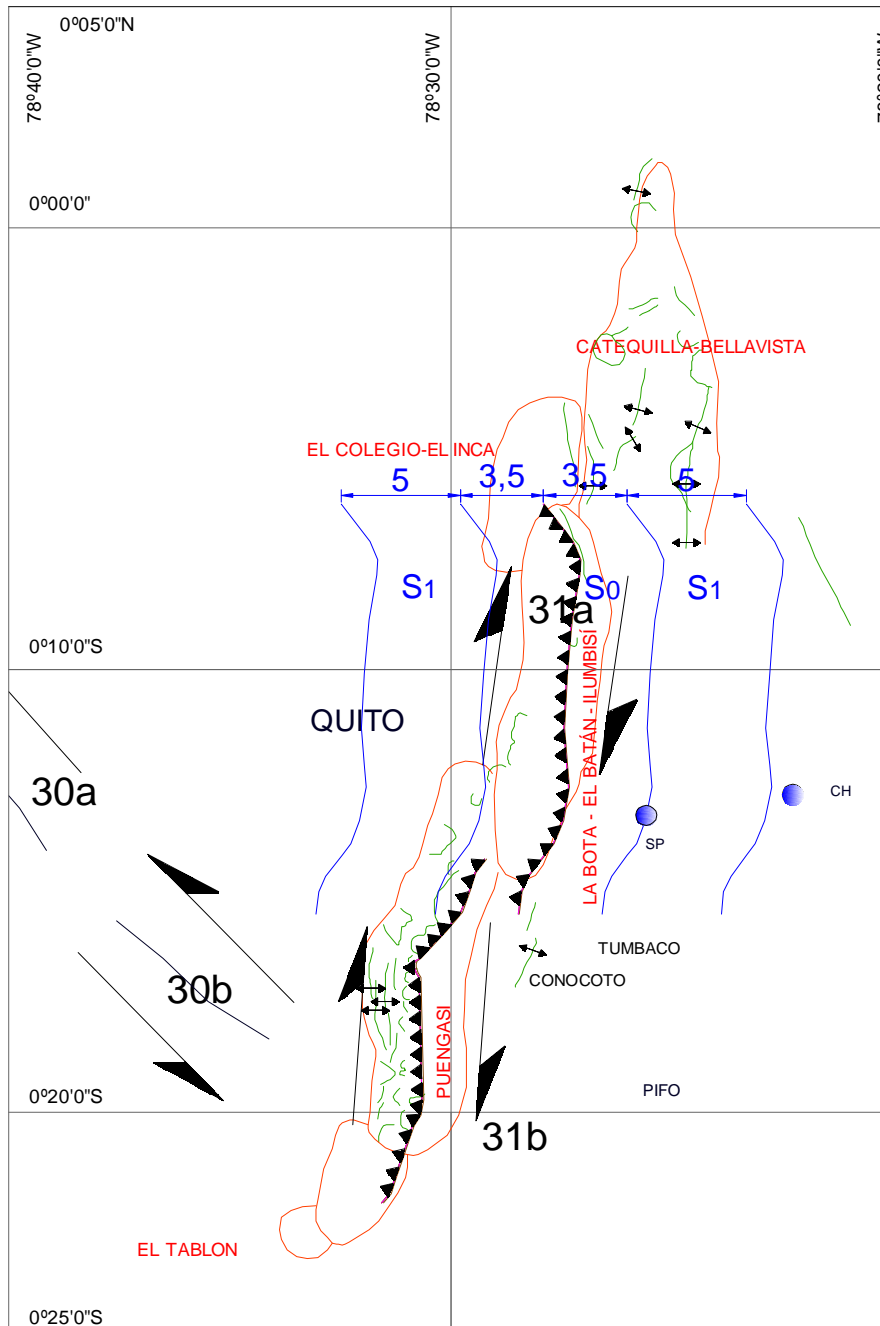
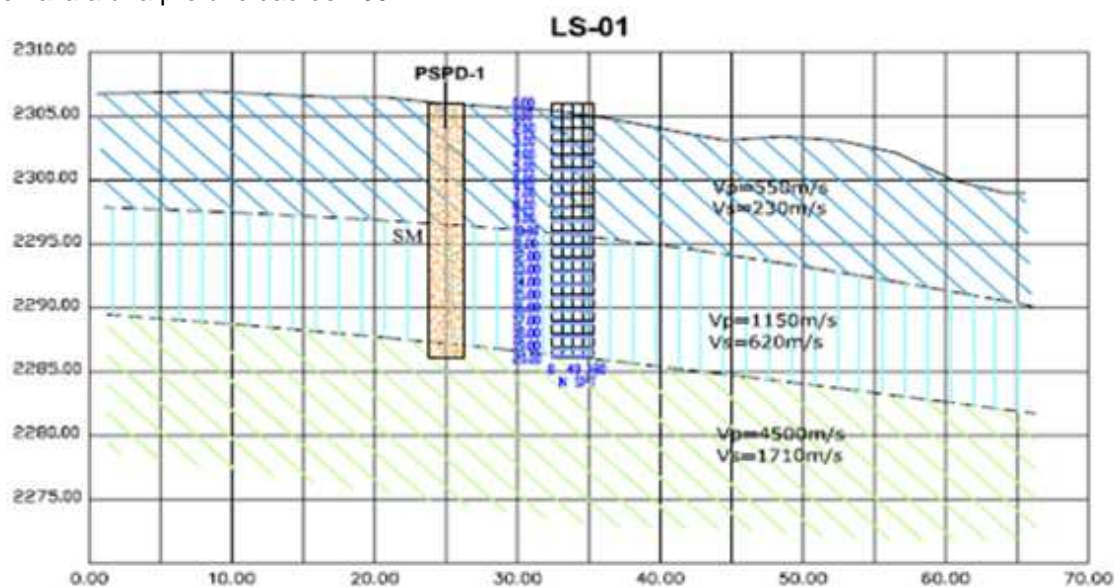


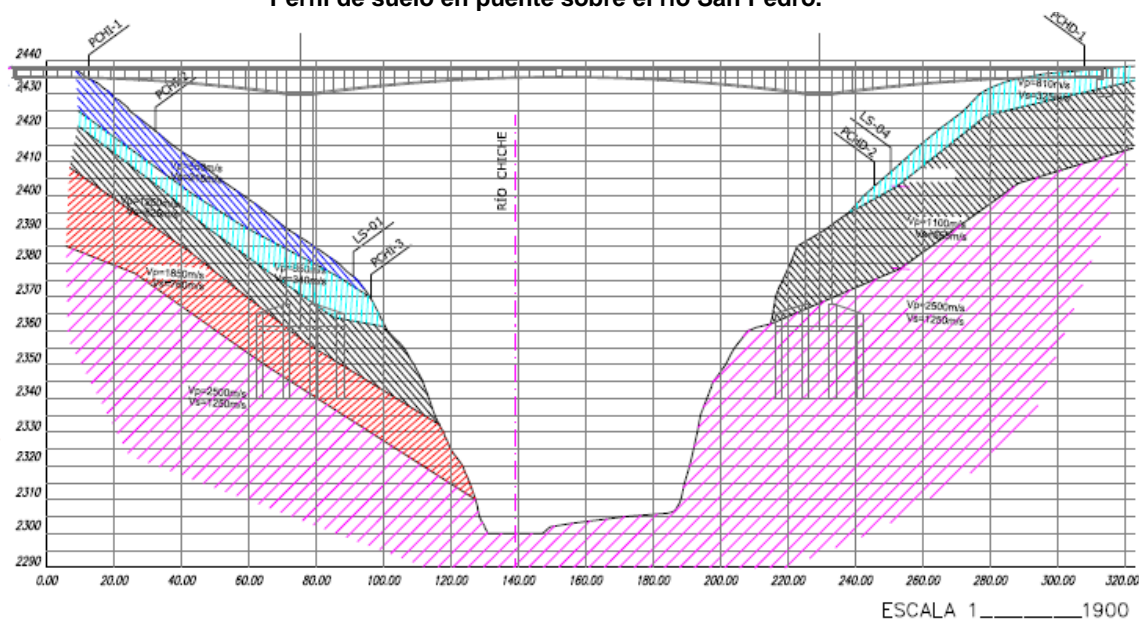
Figura 7 Puentes sobre los ríos: San Pedro (SP) y Chiche (CH).

En la figura 8 se presentan dos perfiles de suelo, en las laderas de los ríos: San Pedro y Chiche. Se observa que una velocidad de la onda de corte de 1000 m/seg, se encuentra

entre 20 y 50 m. De igual forma se estima que una velocidad de onda de corte de 2500 m/seg se halla a una profundidad de 100 m.



Perfil de suelo en puente sobre el río San Pedro.



Perfil de suelo en puente sobre el río Chiche.

Figura 8 Velocidad de la onda de corte en puentes sobre los ríos: San Pedro y Chiche.

Sea Z_{10} y Z_{25} las profundidades donde se encuentra velocidades de la onda de corte de 1000 y 2500 m/seg., respectivamente. En base a estos dos estudios se considera que:

$$Z_{10} = 20 - 50 \text{ m.}$$

$$Z_{25} = 100 \text{ m.}$$

7. ESPECTROS ELÁSTICOS

El Proyecto de "Próxima Generación de Relaciones de Atenuación", NGA por sus siglas en inglés, desarrollado por el PEER, el USGS y el SCEC, de los Estados Unidos de Norte América, reunió a cinco equipos de investigadores que, previamente habían trabajado en relaciones de atenuación, con el objeto de profundizar sus estudios. Los resultados de dichos

trabajos fueron publicados en el 2008. En este artículo se van a utilizar dos de los cinco trabajos realizados, el primero es el desarrollado por Abrahamson – Silva (A-S) y el segundo por Campbell – Borzognia (C-B), para encontrar espectros elásticos con el 5% de amortiguamiento para distintas zonas de Quito, debido a un sismo que se genera en las fallas de Quito con una magnitud de 6.7

La magnitud de 6.7 es la que se espera para un sismo con un período de retorno de 475 años. Yepes (2011) y magnitud 5.85 para un período de retorno de 72 años. La última magnitud se obtuvo en base a la curva de recurrencia de la zona fuente 4, que se indica en la figura 9.

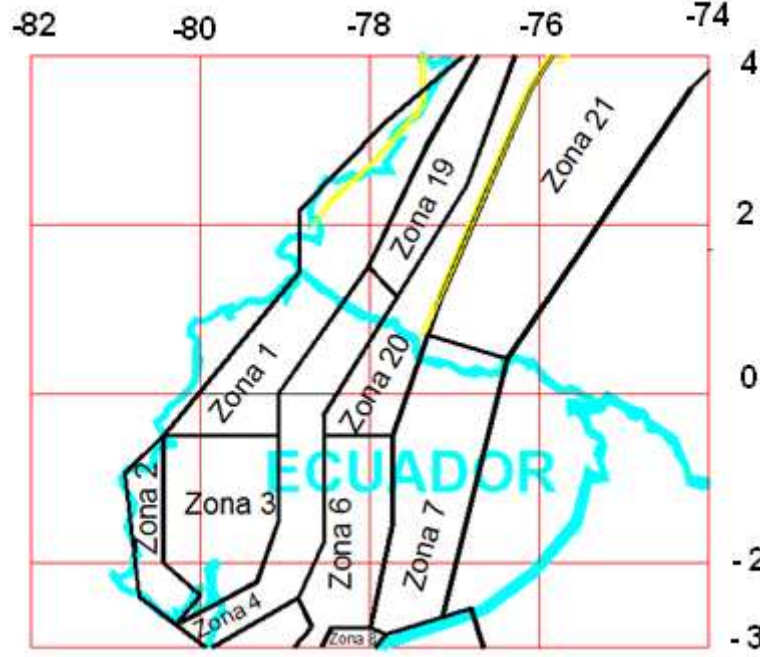


Figura 9 Zonas fuentes para sismos corticales. Fuente: Aguiar (2011,2).

7.1 Trabajo de Abrahamson y Silva

El trabajo de A-S (2008) fue obtenido de una gran base de registros sísmicos, la mayor parte de ellos obtenidos en el Estado de California pero también existen una buena cantidad de datos registrados en Taiwan, China, Turquía, Grecia, Italia, etc. Los mismos que están asociados a fallas inversas, normales y transcurrentes. No solo trabajaron con los datos del sismo principal sino que también incluyen datos de premonitores y réplicas. La ley de atenuación obtenida es la siguiente:

$$\ln Sa(g) = f_1(M, R_{rup}) + a_{12}F_{RV} + a_{13}F_{NM} + a_{15}F_{AS} + f_5(P\hat{G}A_{1100}, V_{S30}) + F_{HW}f_4(R_{jb}, R_{rup}, R_x, W, \delta, Z_{TOR}, M) + f_6(Z_{TOR}) + f_8(R_{rup}, M) + f_{10}(Z_{1.0}, V_{S30}) \quad (3)$$

Donde:

- $f_1(M, R_{rup})$ es una función que depende de la magnitud y la distancia

Para $M \leq c_1$

$$f_1(M, R_{rup}) = a_1 + a_4(M - c_1) + a_8(8.5 - M)^2 + [a_2 + a_3(M - c_1)] \ln(R) \quad (4)$$

Para $M > c_1$

$$f_1(M, R_{rup}) = a_1 + a_5(M - c_1) + a_8(8.5 - M)^2 + [a_2 + a_3(M - c_1)] \ln(R) \quad (5)$$

$$R = \sqrt{R_{rup}^2 + c_4^2} \quad (6)$$

Siendo M la magnitud momento; R_{rup} es la distancia más cercana al plano de ruptura, (ver figura 10); c_1 es una constante de interrupción del rango de magnitud que vale 6.75; c_4 es una profundidad ficticia estimada por regresión para los datos del valor máximo de la aceleración PGA, (ver tabla 1); a_1 es un parámetro que define la forma del espectro, está indicado en la tabla 2; a_2 es la distancia de inclinación, estimada por regresión, se indica en la tabla 2; a_3 es un parámetro que se relaciona con la magnitud, (ver tabla 1); a_4 es un factor indicado en la tabla 1 para magnitud, $M < c_1$; a_5 similar a a_4 pero para magnitud $M \geq c_1$, se indica en la tabla 1; a_8 es un factor que afecta a la magnitud al cuadrado y está indicado en la tabla 2.

Tabla 1 Periodos-independientes, constantes medias para el movimiento del suelo.

c_1	c_4	a_3	a_4	a_5	n	c	c_2
6.75	4.5	0.265	-0.231	-0.398	1.18	1.88	50

- F_{RV} Variable indicadora que representa fallas inversas e inversas oblicuas con ángulo Rake entre 30 y 150 grados. El ángulo Rake es el ángulo entre la dirección del vector de deslizamiento sobre el plano de falla y el rumbo de la traza de la falla.

En la ecuación (3) se aprecia que F_{RV} está multiplicado por el factor a_{12} el cual se indica en la tabla 2. Si no es falla inversa o inversa oblicua el valor de F_{RV} es cero. Caso contrario vale 1. La falla inversa oblicua es aquella que tiene desplazamiento vertical y horizontal (Inversa-Transcurrente).

Tabla 2 Coeficientes para la media del movimiento del suelo con los cuales se halla espectro

Parámetro	V_{LIN}	b	a_1	a_2	a_8	a_{10}	a_{12}	a_{13}
PGA	865.1	-1.186	0.8040	-0.9679	-0.0372	0.9445	0.0000	-0.0600
SaT=0.010	865.1	-1.186	0.8110	-0.9679	-0.0372	0.9445	0.0000	-0.0600
SaT=0.020	865.1	-1.219	0.8550	-0.9774	-0.0372	0.9834	0.0000	-0.0600
SaT=0.030	907.8	-1.273	0.9620	-1.0024	-0.0372	1.0471	0.0000	-0.0600
SaT=0.040	994.5	-1.308	1.0370	-1.0289	-0.0315	1.0884	0.0000	-0.0600
SaT=0.050	1053.5	-1.346	1.1330	-1.0508	-0.0271	1.1333	0.0000	-0.0600
SaT=0.075	1085.7	-1.471	1.3750	-1.0810	-0.0191	1.2808	0.0000	-0.0600
SaT=0.10	1032.5	-1.624	1.5630	-1.0833	-0.0166	1.4613	0.0000	-0.0600
SaT=0.15	877.6	-1.931	1.7160	-1.0357	-0.0254	1.8071	0.0181	-0.0600
SaT=0.20	748.2	-2.188	1.6870	-0.9700	-0.0396	2.0773	0.0309	-0.0600
SaT=0.25	654.3	-2.381	1.6460	-0.9202	-0.0539	2.2794	0.0409	-0.0600
SaT=0.30	587.1	-2.518	1.6010	-0.8974	-0.0656	2.4201	0.0491	-0.0600
SaT=0.40	503.0	-2.657	1.5110	-0.8677	-0.0807	2.5510	0.0619	-0.0600
SaT=0.50	456.6	-2.669	1.3970	-0.8475	-0.0924	2.5395	0.0719	-0.0600
SaT=0.75	410.5	-2.401	1.1370	-0.8206	-0.1137	2.1493	0.0800	-0.0600

SaT=1.0	400.0	-1.955	0.9150	-0.8088	-0.1289	1.5705	0.0800	-0.0600
SaT=1.5	400.0	-1.025	0.5100	-0.7995	-0.1534	0.3991	0.0800	-0.0600
SaT=2.0	400.0	-0.299	0.1920	-0.7960	-0.1708	-0.6072	0.0800	-0.0600
SaT=3.0	400.0	0.0000	-0.280	-0.7960	-0.1954	-0.9600	0.0800	-0.0600
SaT=4.0	400.0	0.0000	-0.639	-0.7960	-0.2128	-0.9600	0.0800	-0.0600
SaT=5.0	400.0	0.0000	-0.936	-0.7960	-0.2263	-0.9208	0.0800	-0.0600
SaT=7.5	400.0	0.0000	-1.527	-0.7960	-0.2509	-0.7700	0.0800	-0.0600
SaT=10.0	400.0	0.0000	-1.993	-0.7960	-0.2683	-0.6630	0.0800	-0.0600
PGV	400.0	-1.955	5.7578	-0.9046	-0.1200	1.5390	0.0800	-0.0600

- F_{NM} Variable indicadora para fallas normales y normales oblicuas con ángulo Rake entre -150^0 y -30^0 . Si es cualquiera de las dos fallas vale 1, caso contrario vale 0. El valor de F_{NM} está multiplicado por el coeficiente a_{13} que está indicado en la tabla 2.
- F_{AS} Indicador de una réplica o del evento sísmico principal. Si es réplica vale 1 caso contrario vale 0. Este Indicador está multiplicado por el factor de réplica a_{15} que se indica en la tabla 3.
- $f_5(P\hat{G}A_{1100}, V_{S30})$ Es una función que toma en cuenta las condiciones lineales y no lineales del suelo superficial. Los autores adoptaron el modelo de comportamiento no lineal propuesto por Walling *et al.* (2008).

Las principales variables involucradas son: $P\hat{G}A_{1100}$, que es la aceleración máxima del suelo en roca con $V_{S30} = 1100 \frac{m}{s}$; V_{S30} es la velocidad media de la onda de corte en los primeros 30 metros de profundidad del sitio de interés y expresada en m/s.

Para $V_{S30} < V_{LIN}$

$$f_5(P\hat{G}A_{1100}, V_{S30}^*) = a_{10} * \ln\left(\frac{V_{S30}^*}{V_{LIN}}\right) - b * \ln(P\hat{G}A_{1100} + c) + b * \ln\left(P\hat{G}A_{1100} + c \left(\frac{V_{S30}^*}{V_{LIN}}\right)^n\right) \quad (7)$$

Para $V_{S30} \geq V_{LIN}$

$$f_5(P\hat{G}A_{1100}, V_{S30}^*) = a_{10} + b * n * \ln\left(\frac{V_{S30}^*}{V_{LIN}}\right) \quad (8)$$

Donde V_{LIN} es un coeficiente del modelo que depende del período y está indicado en la tabla 2; a_{10} coeficiente que depende del período, indicado en la tabla 2; b es un parámetro hallado en la simulación no lineal del suelo en una dimensión, en la tabla 2; c, n términos de la respuesta no lineal del suelo encontrados en el modelo de una dimensión, está en tabla 1;

Para $V_{S30} < V_1$

$$V_{S30}^* = V_{S30}$$

Para $V_{S30} \geq V_1$

$$V_{S30}^* = V_1$$

Para $T \leq 0.50 \text{ seg}$

$$V_1 = 1500 \text{ m/s}$$

Para $0.50 \text{ seg} < T \leq 1.0 \text{ seg}$

$$V_1 = \exp\left[8.0 - 0.795 \ln\left(\frac{T}{0.21}\right)\right]$$

Para $1.0 \text{ seg} < T < 2.0 \text{ seg}$

$$V_1 = \exp[6.76 - 0.297 \ln(T)]$$

Para $T \geq 2.0 \text{ seg}$

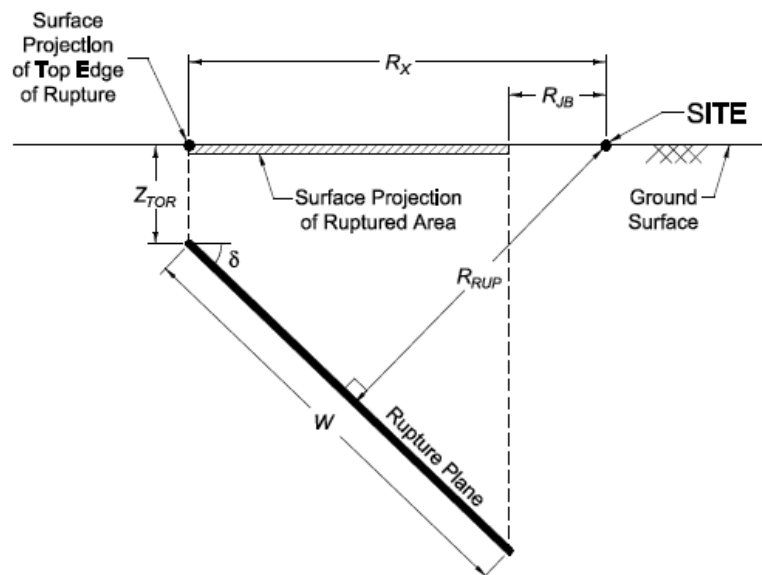
$$V_1 = 700 \text{ m/s}$$

Para PGV

$$V_1 = 862 \text{ m/s}$$

Tabla 3 Coeficientes para la media del movimiento del suelo.

Parámetro	a14	a15	a16	a18
PGA	1.0800	-0.3500	0.9000	-0.0067
SaT=0.010	1.0800	-0.3500	0.9000	-0.0067
SaT=0.020	1.0800	-0.3500	0.9000	-0.0067
SaT=0.030	1.1331	-0.3500	0.9000	-0.0067
SaT=0.040	1.1708	-0.3500	0.9000	-0.0067
SaT=0.050	1.2000	-0.3500	0.9000	-0.0076
SaT=0.075	1.2000	-0.3500	0.9000	-0.0093
SaT=0.10	1.2000	-0.3500	0.9000	-0.0093
SaT=0.15	1.1683	-0.3500	0.9000	-0.0093
SaT=0.20	1.1274	-0.3500	0.9000	-0.0083
SaT=0.25	1.0956	-0.3500	0.9000	-0.0069
SaT=0.30	1.0697	-0.3500	0.9000	-0.0057
SaT=0.40	1.0288	-0.3500	0.8423	-0.0039
SaT=0.50	0.9971	-0.3191	0.7458	-0.0025
SaT=0.75	0.9395	-0.2629	0.5704	0.0000
SaT=1.0	0.8985	-0.2230	0.4460	0.0000
SaT=1.5	0.8409	-0.1668	0.2707	0.0000
SaT=2.0	0.8000	-0.1270	0.1463	0.0000
SaT=3.0	0.4793	-0.0708	-0.0291	0.0000
SaT=4.0	0.2518	-0.0309	-0.1535	0.0000
SaT=5.0	0.0754	0.0000	-0.2500	0.0000
SaT=7.5	0.0000	0.0000	-0.2500	0.0000
SaT=10.0	0.0000	0.0000	-0.2500	0.0000
PGV	0.7000	-0.3900	0.6300	0.0000

**Figura 10** Descripción de las variables que intervienen en el modelo.

- $f_4(R_{jb}, R_{rup}, R_x, W, \delta, Z_{TOR}, M)$ Es una función que toma en cuenta el efecto de *Hanging Wall*. Antes de describir la función es necesario indicar que la traducción de *Hanging Wall* es: Bloque levantado, Bloque alzado o Bloque Colgante. (PMA 2009). Corresponde a la ladera que está por encima de una falla inclinada. En contraste se tiene lo que se denomina Footwall cuya traducción es Bloque deprimido, Bloque Yacente o Bloque Hundido y corresponde a la ladera por debajo de la falla inclinada. En la figura 11 se ilustran estos dos bloques y habrá que ver la ubicación del sitio de interés si se encuentra en bloque levantado, en este caso $F_{HW} = 1$ y si se encuentra en bloque comprimido $F_{HW} = 0$. Si la falla tiene un ángulo de buzamiento $\delta = 90^\circ$ el valor de $F_{HW} = 0$; en la figura 10 se identifica el ángulo δ .

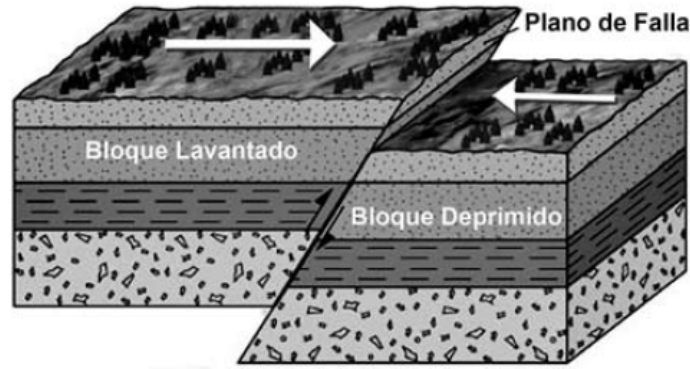


Figura 11 Bloque levantado o deprimido. Yeats *et al.* (1997)

Las variables que intervienen en el cálculo están descritas en la figura 10 y son: R_{jb} que es la distancia mínima horizontal a la superficie de la proyección de ruptura en km.; R_{rup} que es la distancia más cercana al plano de ruptura en km.; R_x es la distancia horizontal desde el borde de la ruptura al sitio de interés; Z_{TOR} es la profundidad desde el borde de la ruptura. W es la longitud inclinada del ancho de la ruptura; M es el Momento magnitud. Una vez que se han definido las variables citadas, la ecuación de cálculo de la función f_4 viene dada por la (9).

$$f_4(R_{jb}, R_{rup}, \delta, Z_{TOR}, M, W) = a_{14} * T_1 * T_2 * T_3 * T_4 * T_5 \quad (9)$$

Para $R_{jb} < 30 \text{ km}$

$$T_1 = 1 - \frac{R_{jb}}{30}$$

Para $R_{jb} \geq 30 \text{ km}$

$$T_1 = 0$$

Para $R_x \leq W \cos(\delta)$

$$T_2 = 0.5 + \frac{R_x}{2W \cos(\delta)}$$

Para $R_x > W \cos(\delta)$ o $\delta = 90^\circ$

$$T_2 = 1$$

Para $R_x \geq Z_{TOR}$

$$T_3 = 1$$

Para $R_x < Z_{TOR}$

$$T_3 = \frac{R_x}{Z_{TOR}}$$

Para $M \leq 6$

$$T_4 = 0$$

Para $6 < M < 7$

$$T_4 = M - 6$$

Para $M \geq 7$

$$T_4 = 1$$

Para $\delta \geq 70$

$$T_5 = 1.0 - \frac{\delta - 70}{20}$$

Para $\delta < 70$

$$T_5 = 1$$

El factor a_{14} está indicad en la tabla 3 y ha sido obtenido por regresión.

- $f_6(Z_{TOR})$ Factor que toma en cuenta la profundidad desde el borde hasta la cima, ver figura 10. La ecuación de cálculo es:

$$\text{Para } Z_{TOR} < 10km \\ f_6(Z_{TOR}) = \frac{a_{16} * Z_{TOR}}{10} \quad (10)$$

$$\text{Para } Z_{TOR} \geq 10km \\ f_6(Z_{TOR}) = a_{16} \quad (11)$$

Donde a_{16} es el factor de amplificación de la profundidad hasta la cima, hallado por regresión (ver tabla 3). El valor de Z_{TOR} se indica en km.

- $f_8(R_{rup}, M)$, es una función de escalamiento para grandes distancias a la falla.

$$\text{Para } R_{rup} < 100 km \\ f_8(R_{rup}, M) = 0 \quad (12)$$

$$\text{Para } R_{rup} \geq 100 km \\ f_8(R_{rup}, M) = a_{18}(R_{rup} - 100)T_6 \quad (13)$$

$$\begin{array}{ll} \text{Para } M < 5.5 & T_6 = 1 \\ \text{Para } 5.5 < M < 6.5 & T_6 = 0.5(6.5 - M) + 0.5 \\ \text{Para } M > 6.5 & T_6 = 0.5 \end{array}$$

Donde a_{18} es el factor de escalamiento definido en la tabla 3.

- $f_{10}(Z_{1.0}, V_{S30})$ Es un factor que toma en cuenta el tipo de suelo del sitio de interés. Donde $Z_{1.0}$ es la profundidad en la cual se tiene una velocidad de onda de corte de $V_s = 1000 m/s$; V_{S30} es la velocidad media en los primeros 30 m., de profundidad.

$$\text{Para } Z_{1.0} \geq 200 \\ f_{10}(Z_{1.0}, V_{S30}) = a_{21} \ln \left(\frac{Z_{1.0} + c_2}{\hat{Z}_{1.0}(V_{S30}) + c_2} \right) + a_{22} \ln \left(\frac{Z_{1.0}}{200} \right) \quad (14)$$

$$\text{Para } Z_{1.0} < 200 \\ f_{10}(Z_{1.0}, V_{S30}) = a_{21} \ln \left(\frac{Z_{1.0} + c_2}{\hat{Z}_{1.0}(V_{S30}) + c_2} \right) \quad (15)$$

$$\text{Para } V_{S30} < 180 m/s \quad \ln(\hat{Z}_{1.0}(V_{S30})) = 6.745$$

$$\text{Para } 180 m/s \leq V_{S30} \leq 500 m/s \quad \ln(\hat{Z}_{1.0}(V_{S30})) = 6.745 - 1.35 \ln \left(\frac{V_{S30}}{180} \right)$$

$$\text{Para } V_{S30} > 500 m/s \quad \ln(\hat{Z}_{1.0}(V_{S30})) = 5.394 - 4.48 \ln \left(\frac{V_{S30}}{500} \right)$$

$$\text{Para } T < 0.35 seg \text{ o } V_{S30} > 1000 \quad e_2 = 0$$

Para $0.35 \text{ seg} \leq T \leq 2.0 \text{ seg}$

$$e_2 = -0.25 \ln\left(\frac{V_{S30}}{1000}\right) \ln\left(\frac{T}{0.35}\right)$$

Para $T > 2.0 \text{ seg}$

$$e_2 = -0.25 \ln\left(\frac{V_{S30}}{1000}\right) \ln\left(\frac{2}{0.35}\right)$$

Para $V_{S30} \geq 1000 \text{ m/s}$

$$a_{21} = 0$$

Para $(a_{10} + b * n) \ln\left(\frac{V_{S30}}{\min(V_{1,1000})}\right) + e_2 \ln\left(\frac{Z_{1.0} + c_2}{Z_{1.0} + c_2}\right) < 0$

$$a_{21} = \frac{-(a_{10} + b * n) \ln\left(\frac{V_{S30}}{\min(V_{1,1000})}\right)}{\ln\left(\frac{Z_{1.0} + c_2}{Z_{1.0} + c_2}\right)}$$

Cualquier otro caso

$$a_{21} = e_2$$

Para $T < 2.0 \text{ seg}$

$$a_{22} = 0$$

Para $T \geq 2.0 \text{ seg}$

$$a_{22} = 0.0625(T - 2)$$

Donde a_{21} es el factor de amplificación de la profundidad, en suelo poco profundo. Limitado por la simulación 1-D del sitio; a_{22} es el factor de ampliación de profundidad, en suelo profundo. Limitado por 3-D cuenca de simulación; c_2 es el término de escalamiento de la profundidad, suelo poco profundo. Limitado por la simulación 1-D del sitio. Ver Tabla 1.

7.2 Trabajo de Campbell y Bozorgnia

El trabajo de C-B (2008) trabaja solo con los registros del evento principal de la base de datos de A-S (2008). De tal manera que cuando se quiera generar el espectro debido a una réplica se debe utilizar las ecuaciones de A-S; para generar el espectro de un evento principal, como en el presente estudio, se puede utilizar las ecuaciones de A-S o las de C-B. La ecuación propuesta por C-B, es la siguiente:

$$\ln Sa(g) = f_{mag} + f_{dis} + f_{flt} + f_{hng} + f_{site} + f_{set} \quad (16)$$

- f_{mag} Es la función dependiente de la magnitud está dada por:

$$f_{mag} = \begin{cases} c_0 + c_1 * M & M \leq 5.5 \\ c_0 + c_1 * M + c_2 * (M - 5.5) & 5.5 < M \leq 6.5 \\ c_0 + c_1 * M + c_2 * (M - 5.5) + c_3 * (M - 6.5) & M > 6.5 \end{cases} \quad (17)$$

Donde los coeficientes c_0, c_1, c_2, c_3 fueron hallados por regresión y están indicados en la tabla 4. M es el momento magnitud.

- f_{dis} , es la función dependiente de la distancia de la fuente al sitio que viene dada por:

$$f_{dis} = (c_4 + c_5 * M) \ln\left(\sqrt{R_{RUP}^2 + c_6^2}\right) \quad (18)$$

Donde los coeficientes c_4, c_5, c_6 son los indicados en la tabla 4. En la figura 10 se indica en forma gráfica el significado de R_{RUP}

- f_{flt} , es la función dependiente del tipo de falla y viene dado por:

$$f_{flt} = c_7 * F_{RV} * f_{flt,Z} + c_8 * F_{NM} \quad (19)$$

Los coeficientes c_7, c_8 están en la tabla 4. La variable indicadora $F_{RV} = 1$ para fallas inversas e inversas oblicuas (inversa transcurrente) con ángulo Rake entre 30° y 150° ; para otro tipo de falla vale 0.

Por otro lado la variable indicadora $F_{NM} = 1$ para fallas normales y normales oblicuas (normal transcurrente) con ángulo Rake entre -150° y -30° .

El ángulo rake (λ) es una variable continua que representa el ángulo entre la dirección del vector deslizamiento sobre el plano de falla y el rumbo de la traza de la falla.

Donde $f_{flt,z}$ se obtiene de la siguiente condición.

$$f_{flt,z} = \begin{cases} Z_{TOR}; & Z_{TOR} < 1 \\ 1; & Z_{TOR} \geq 1 \end{cases} \quad (20)$$

- f_{hng} , la función dependiente del efecto *hanging wall* y está dada por:

$$f_{hng} = c_9 * f_{hng,R} * f_{hng,M} * f_{hng,Z} * f_{hng,\delta} \quad (21)$$

$$f_{hng,R} = \begin{cases} 1; & R_{JB} = 0 \\ \left[\max(R_{RUP}, \sqrt{R_{JB}^2 + 1}) - R_{JB} \right] / \max(R_{RUP}, \sqrt{R_{JB}^2 + 1}) & R_{JB} > 0, Z_{TOR} < 1 \\ (R_{RUP} - R_{JB}) / R_{RUP}; & R_{JB} > 0, Z_{TOR} \geq 1 \end{cases} \quad (22)$$

$$f_{hng,M} = \begin{cases} 0; & \Rightarrow M \leq 6.0 \\ 2(M - 6.0) & \Rightarrow 6.0 < M < 6.5 \\ 1; & \Rightarrow M \geq 6.5 \end{cases} \quad (23)$$

$$f_{hng,Z} = \begin{cases} 0; & \Rightarrow Z_{TOR} \geq 20 \\ (20 - Z_{TOR}/20) & \Rightarrow 0 \leq Z_{TOR} < 20 \end{cases} \quad (24)$$

$$f_{hng,\delta} = \begin{cases} 1; & \Rightarrow \delta \leq 70 \\ (90 - \delta/20) & \Rightarrow \delta > 70 \end{cases} \quad (25)$$

En la figura 10 se encuentra el significado de: R_{RUP}, R_{JB}, Z_{TOR} , luego en la figura 12 se presentan estas variables relacionadas con cuatro casos de interés y tipos de falla. La figura 12 tiene un carácter más específico y puede ofrecer una mejor ayuda. En la figura 12 se ha denominado d_{rup} a la variable Z_{TOR} . Finalmente δ es el ángulo de inclinación o buzamiento medio del plano de ruptura en grados.

- f_{site} , la función dependiente de las condiciones lineales y no lineales del suelo superficial y viene dada por:

$$f_{site} = \begin{cases} c_{10} \ln(V_{S30}/K_1) + K_2 \{ \ln[A_{1100} + c(V_{S30}/K_1)^n] - \ln[A_{1100} + c] \} & \Rightarrow V_{S30} < K_1 \\ (c_{10} + K_2 n) \ln(V_{S30}/K_1) & \Rightarrow K_1 \leq V_{S30} \leq 1100 \\ (c_{10} + K_2 n) \ln[1100/K_1] & \Rightarrow V_{S30} \geq 1100 \end{cases} \quad (26)$$

Donde los coeficientes c_{10}, k_1, k_2, c están indicados en la tabla 5. A_{1100} , es la aceleración máxima del suelo sobre roca con $V_s = 1100$ m/s. Finalmente V_{S30} es la velocidad media de la onda de corte a los 30 m.

- f_{sed} . La función es dependiente del sedimento superficial y efecto de cuenca 3D y está dada por:

$$f_{sed} = \begin{cases} c_{11}(Z_{25} - 1); & \Rightarrow Z_{25} < 1 \\ 0; & \Rightarrow 1 \leq Z_{25} \leq 3 \\ c_{12}K_3e^{-0.75}[1 - e^{-0.25(Z_{25}-3)}] & \Rightarrow Z_{25} > 3 \end{cases} \quad (27)$$

Tabla 4 Coeficientes para calcular funciones de magnitud, distancia y de tipo de falla.

T (s)	C ₀	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	C ₅	C ₆	C ₇	C ₈	C ₉
0.010	-1,715	0,500	-0,530	-0,262	-2,118	0,170	5,60	0,280	-0,120	0,490
0.020	-1,680	0,500	-0,530	-0,262	-2,123	0,170	5,60	0,280	-0,120	0,490
0,030	-1,552	0,500	-0,530	-0,262	-2,145	0,170	5,60	0,280	-0,120	0,490
0,050	-1,209	0,500	-0,530	-0,267	-2,199	0,170	5,74	0,280	-0,120	0,490
0,075	-0,657	0,500	-0,530	-0,302	-2,277	0,170	7,09	0,280	-0,120	0,490
0,10	-0,314	0,500	-0,530	-0,324	-2,318	0,170	8,05	0,280	-0,099	0,490
0,15	-0,133	0,500	-0,530	-0,339	-2,309	0,170	8,79	0,280	-0,048	0,490
0,20	-0,486	0,500	-0,446	-0,398	-2,220	0,170	7,60	0,280	-0,012	0,490
0,25	-0,890	0,500	-0,362	-0,458	-2,146	0,170	6,58	0,280	0,000	0,490
0,30	-1,171	0,500	-0,294	-0,511	-2,095	0,170	6,04	0,280	0,000	0,490
0,40	-1,466	0,500	-0,186	-0,592	-2,066	0,170	5,30	0,280	0,000	0,490
0,50	-2,569	0,656	-0,304	-0,536	-2,041	0,170	4,73	0,280	0,000	0,490
0,75	-4,844	0,972	-0,578	-0,406	-2,000	0,170	4,00	0,280	0,000	0,490
1,0	-6,406	1,196	-0,772	-0,314	-2,000	0,170	4,00	0,255	0,000	0,490
1,5	-8,692	1,513	-1,046	-0,185	-2,000	0,170	4,00	0,161	0,000	0,490
2,0	-9,701	1,600	-0,978	-0,236	-2,000	0,170	4,00	0,094	0,000	0,371
3,0	-10,556	1,600	-0,638	-0,491	-2,000	0,170	4,00	0,000	0,000	0,154
4,0	-11,212	1,600	-0,316	-0,770	-2,000	0,170	4,00	0,000	0,000	0,000
5,0	-11,684	1,600	-0,070	-0,986	-2,000	0,170	4,00	0,000	0,000	0,000
7,5	-12,505	1,600	-0,070	-0,656	-2,000	0,170	4,00	0,000	0,000	0,000
10,0	-13,087	1,600	-0,070	-0,422	-2,000	0,170	4,00	0,000	0,000	0,000
PGA	-1,715	0,500	-0,530	-0,262	-2,118	0,170	5,60	0,280	-0,120	0,490
PGV	0,954	0,696	-0,309	-0,019	-2,016	0,170	4,00	0,245	0,000	0,358
PGD	-5,270	1,600	-0,070	0,000	-2,000	0,170	4,00	0,000	0,000	0,000

Tabla 5 Coeficientes para función de: sitio y sedimento

T (s)	C ₁₀	C ₁₁	C ₁₂	k ₁	k ₂	k ₃	c	n
0.010	1,058	0,040	0,610	865	-1,186	1,839	1,88	1,18
0.020	1,102	0,040	0,610	865	-1,219	1,840	1,88	1,18
0,030	1,174	0,040	0,610	908	-1,273	1,841	1,88	1,18
0,050	1,272	0,040	0,610	1054	-1,346	1,843	1,88	1,18
0,075	1,438	0,040	0,610	1086	-1,471	1,845	1,88	1,18
0,10	1,604	0,040	0,610	1032	-1,624	1,847	1,88	1,18
0,15	1,928	0,040	0,610	878	-1,931	1,852	1,88	1,18
0,20	2,194	0,040	0,610	748	-2,188	1,856	1,88	1,18
0,25	2,351	0,040	0,700	654	-2,381	1,861	1,88	1,18
0,30	2,460	0,040	0,750	587	-2,518	1,865	1,88	1,18
0,40	2,587	0,040	0,850	503	-2,657	1,874	1,88	1,18
0,50	2,544	0,040	0,883	457	-2,669	1,883	1,88	1,18

0,75	2,133	0,077	1,000	410	-2,401	1,906	1,88	1,18
1,0	1,571	0,150	1,000	400	-1,955	1,929	1,88	1,18
1,5	0,406	0,253	1,000	400	-1,025	1,974	1,88	1,18
2,0	-0,456	0,300	1,000	400	-0,299	2,019	1,88	1,18
3,0	-0,820	0,300	1,000	400	0,000	2,110	1,88	1,18
4,0	-0,820	0,300	1,000	400	0,000	2,200	1,88	1,18
5,0	-0,820	0,300	1,000	400	0,000	2,291	1,88	1,18
7,5	-0,820	0,300	1,000	400	0,000	2,517	1,88	1,18
10,0	-0,820	0,300	1,000	400	0,000	2,744	1,88	1,18
PGA	1,058	0,040	0,610	865	-1,186	1,839	1,88	1,18
PGV	1,694	0,092	1,000	400	-1,955	1,929	1,88	1,18
PGD	-0,820	0,300	1,000	400	0,000	2,744	1,88	1,18

En la ecuación (3) o en la ecuación (16) en lugar de $Sa(g)$ se podría haber escrito \ddot{Y} . En este caso $\ln \ddot{Y}$ puede representar el logaritmo natural de la media geométrica de la aceleración máxima horizontal del suelo (PGA) en unidades de g , de la máxima velocidad horizontal del suelo (PGV) en cm/s , del máximo desplazamiento horizontal del suelo (PGD) en cm , o el espectro de pseudo-aceleración absoluta horizontal para el 5% de amortiguamiento (Sa en unidades de g). Todos estos términos expresados en término de la media geométrica según Boore et al. (2006).

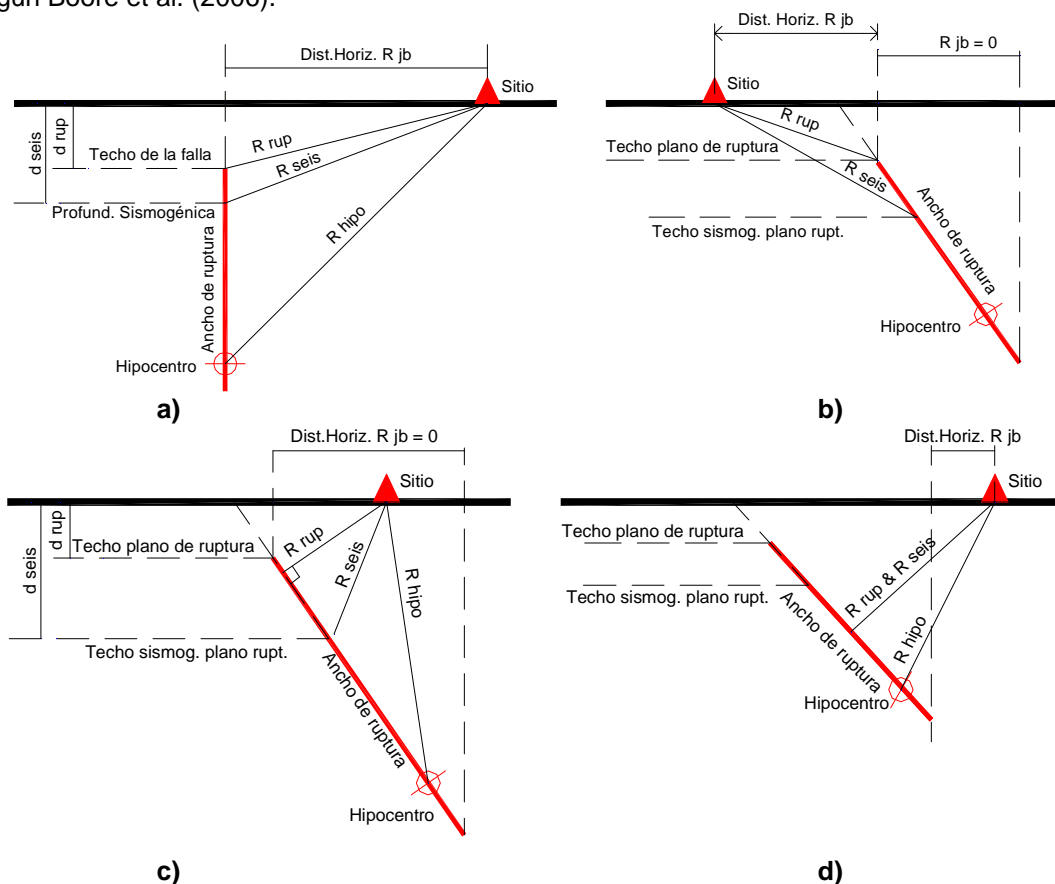


Figura 12 Medidas de distancia a la fuente finita más frecuentemente usadas en relaciones de atenuación: a) sitio próximo a falla con inclinación de 90° (plano de falla vertical), b) sitio ubicado en el *foot-wall* de falla inversa, c) sitio sobre la proyección del plano de falla y d) sitio en el *hanging-wall* de falla inversa y fuera de la proyección del plano de falla. Tornello y Frau (2010).

La validez del modelo contempla límites en los valores que toman las variables predictivas, en este caso los límites están dados en la Tabla 6. Frau (2009)

Tabla 6 Valores límites de las variables predictivas en el modelo Campbell y Bozorgnia

Variable Predictiva	Límite de Aplicación	Observaciones
Magnitud	4.0 a 8.5	Fallas transcurrentes
	4.0 a 8.0	Fallas Inversas
	4.0 a 7.5	Fallas Normales
Distancia al plano de ruptura	0 a 200 km	R_{rup} ó r_{rup}
Velocidad de onda de Corte	180 a 1500 m/s	V_{S30} NEHRP B,C y D
Profundidad. al techo de la ruptura.	0 a 20 km	Z_{TOR}
Profundidad horizonte a la roca	0 a 6 km	$Z_{2.5}$
Inclinación al plano de falla	15° a 90°	δ

Tanto en el trabajo de (A-S), como en el de (C-B) se debe encontrar en primer lugar el PGA sobre roca para un valor de $V_S = 1100 \text{ m/s}$. Para el modelo de (A-S) se deben utilizar los factores indicados en la primera fila de las tablas 2 y 3. Para el modelo de (C-B) están en las tablas 4 y 5 para $T = 0$.

8. ESPECTROS DEL CEC-2000

El **espectro de diseño elástico** del CEC-2000 que está definido por las siguientes ecuaciones:

$$T < T^* \quad A_d = \alpha \beta A_o \quad (28)$$

$$T^* < T < T^+ \quad A_d = \frac{1.25 \alpha A_o S^S}{T} \quad (29)$$

$$T > T^+ \quad A_d = \frac{\alpha A_o}{2} \quad (30)$$

Donde α es el coeficiente de importancia de la estructura; β , T^* , T^+ , S parámetros que están indicados en la tabla 7 y que dependen del perfil de suelo. A_o es la aceleración máxima del suelo y está definido en el mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador, T es el período de vibración de la estructura. Para Quito $A_o = 0.4 g$; este es el valor de A_o para un período de retorno de 475 años (50 años de vida útil con 10% de probabilidad de excedencia).

Si se considera $\alpha = 1$, se mantiene la probabilidad de excedencia, este valor se recomienda para viviendas y oficinas. Para edificaciones esenciales, como hospitales, centros de educación se debe trabajar con $\alpha = 1.5$, en este caso la probabilidad de excedencia está alrededor de 2 %.

Tabla 7 Parámetros que definen el espectro elástico del CEC-2000

Perfil de suelo	T^* (s)	T^+ (s)	β	S
S1	0.50	2.50	2.5	1.0
S2	0.52	3.11	3.0	1.2
S3	0.82	4.59	2.8	1.5
S4	2.00	10.00	2.5	2.0

Para un período de retorno de 72 años (50 años de vida útil y 50% de probabilidad de excedencia). Aguiar (2003) recomienda encontrar en primer lugar el espectro asociado al *sismo frecuente* (47 años de período de retorno) dividiendo las ordenadas del espectro elástico para 475 años para 3.

Una vez que se obtiene el espectro para el sismo frecuente, se determina el espectro para el *sismo ocasional* (72 años de período de retorno) multiplicando estos valores por 1.4.

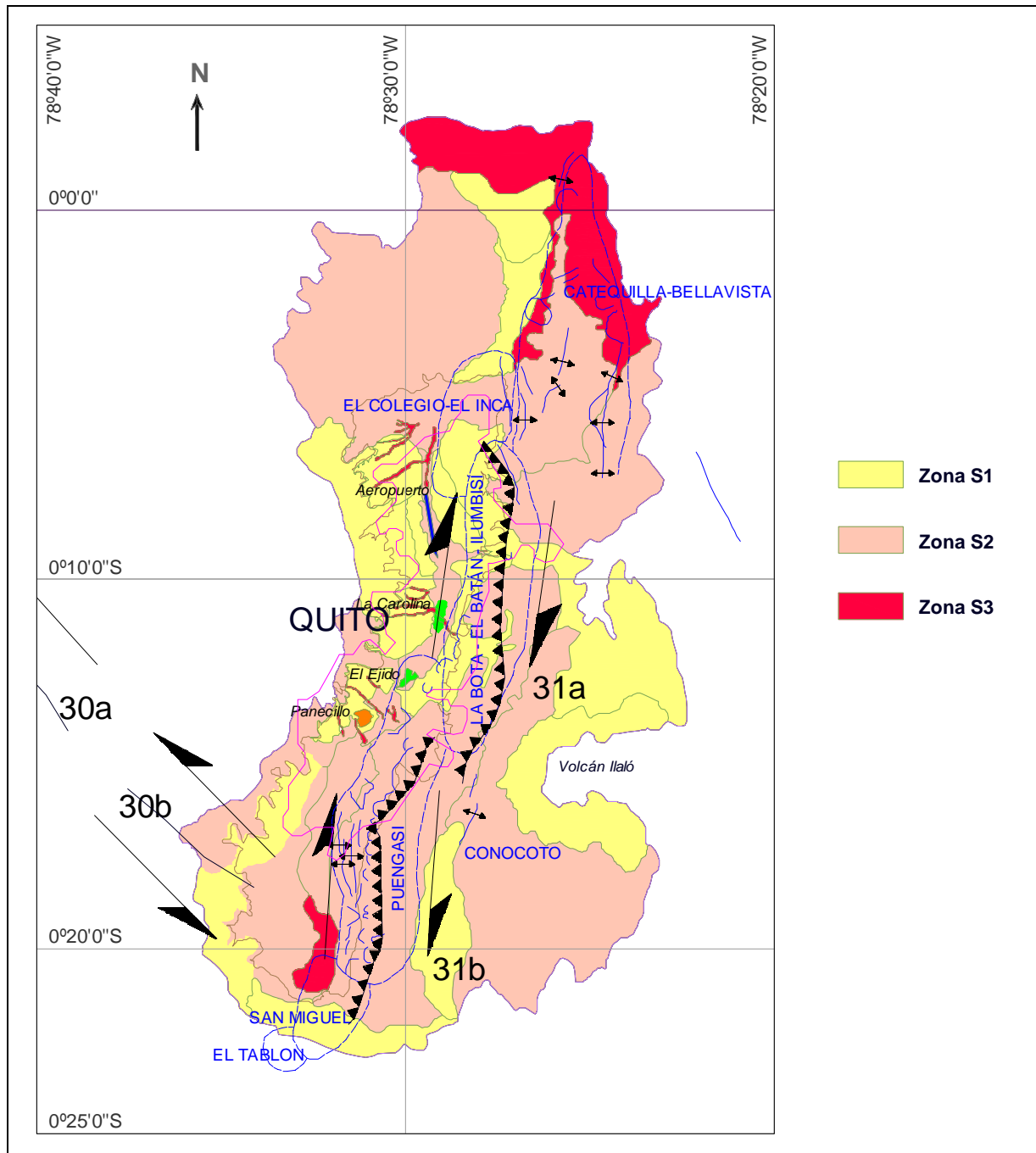


Figura 13 Fallas de Quito y Clasificación de suelos del 2002.

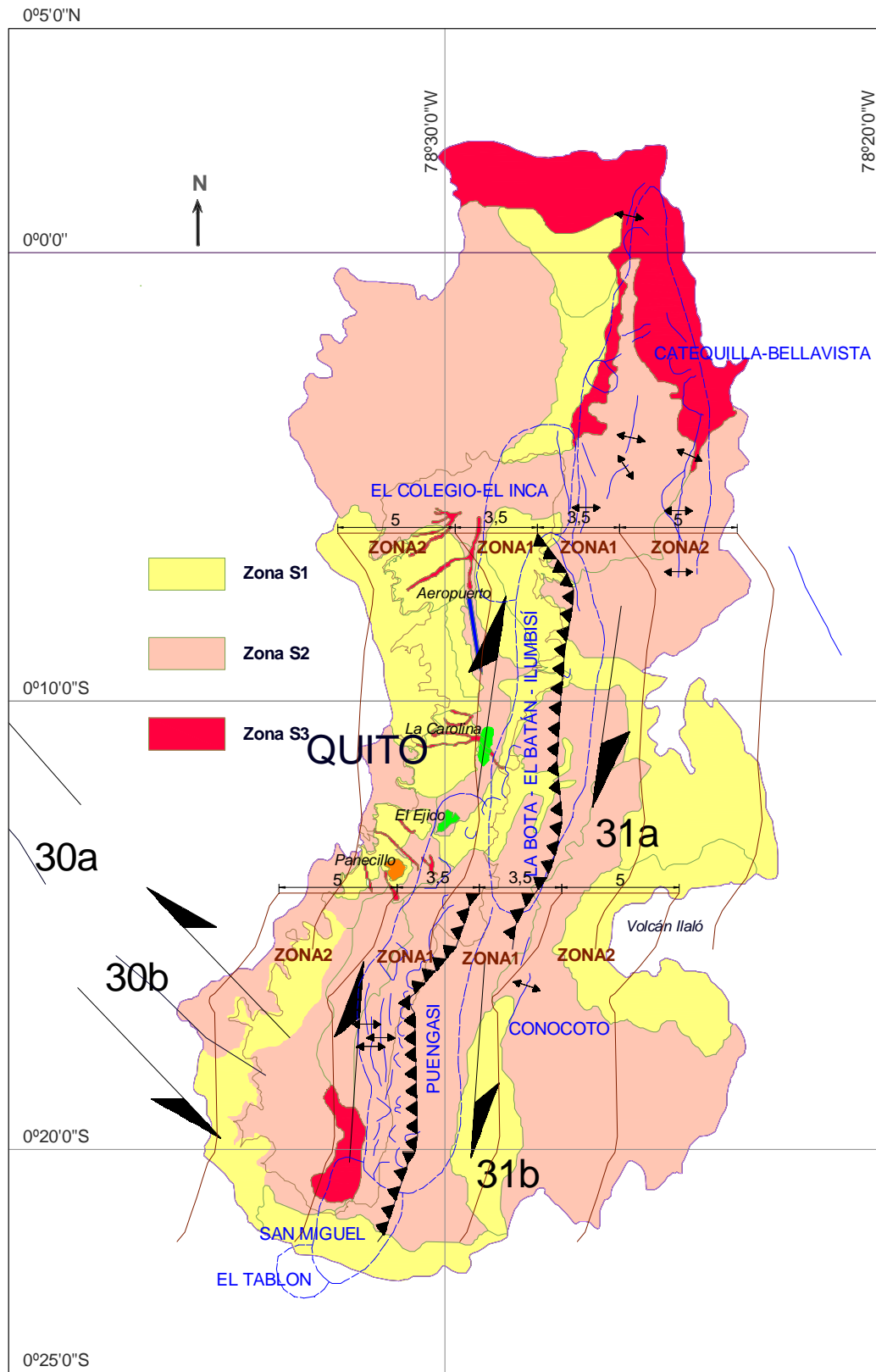


Figura 14 Área que se encuentra sobre la falla de Quito S_0

9. ESPECTROS ASOCIADOS A LAS FALLAS DE QUITO

En la figura 13 se presenta la clasificación de los suelos encontrados en la Microzonificación Sísmica de Quito realizada en 2002 y las fallas ciegas de Quito, que de alguna forma delimitan a la cuenca de la ciudad por el lado oriental pero con el crecimiento de la ciudad ya se tienen construcciones sobre estas fallas.

Alvarado (2011) manifiesta que el ancho de ruptura de la falla de Quito, es variable con un ancho promedio de 10 km., en el plano horizontal se tiene 7 km., de ancho. En la figura 14 se ha denominado **Zona 1** al área que está sobre el ancho de ruptura de la falla de Quito y **Zona 2** las áreas adyacentes.

10. RESULTADOS PARA PERÍODO DE RETORNO DE 475 AÑOS

Se presentan espectros para el Hanging Wall y para el Foot Wall, cuya explicación se presentó en la figura 11. La mayor parte de construcciones de Quito se hallan en el Hanging Wall.

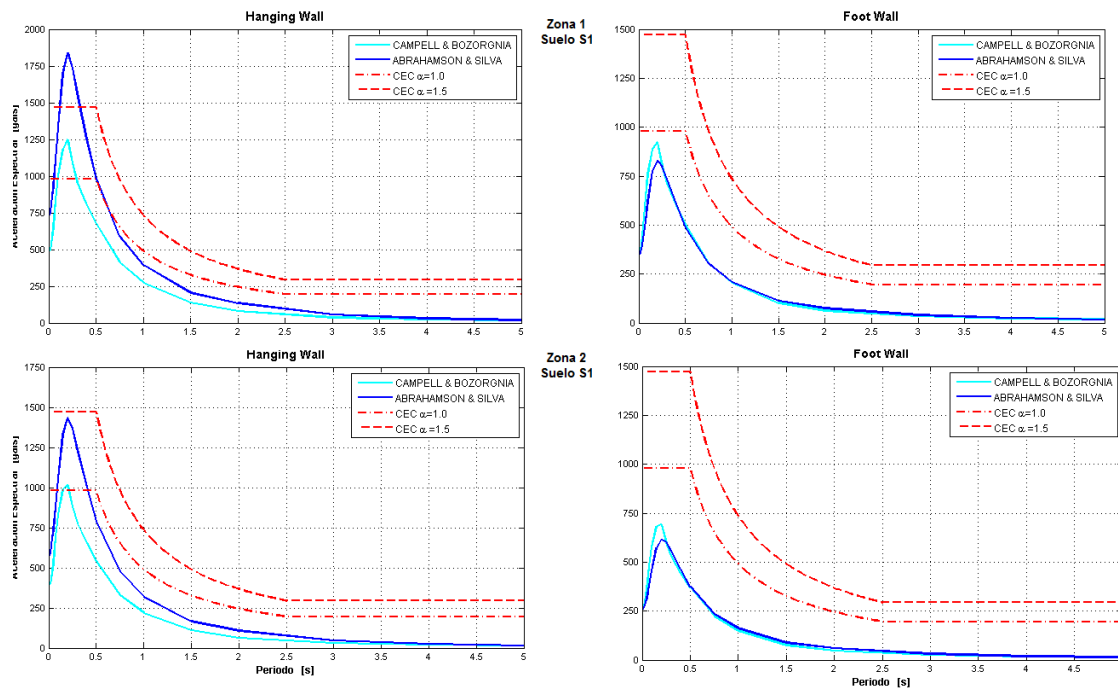


Figura 15 Espectros para perfil de suelo S1. Período de retorno 475 años.

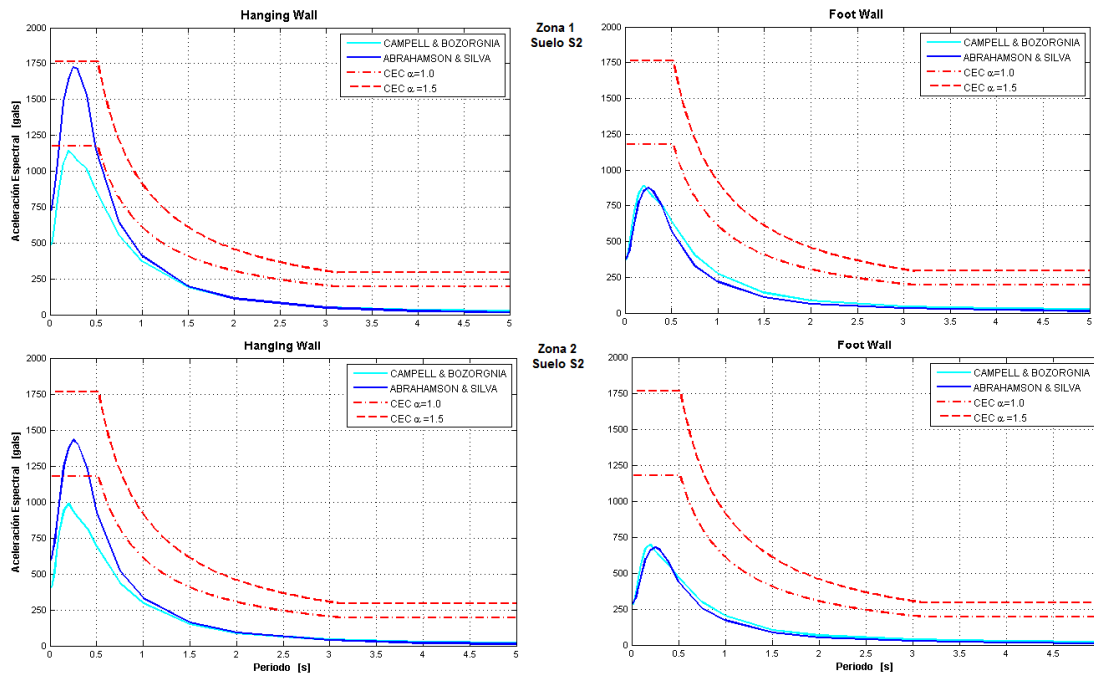


Figura 16 Espectros para perfil de suelo S2. Período de retorno 475 años.

La figura 15 corresponde a los espectros hallados para un perfil de suelo S1; la figura 16 para perfil de suelo S2; la figura 17 para suelos cohesivos S3 y la figura 18 para suelos granulares S3. Los espectros que se hallan en la parte superior de cada figura son para la Zona 1 y los de la parte inferior para zona 2.

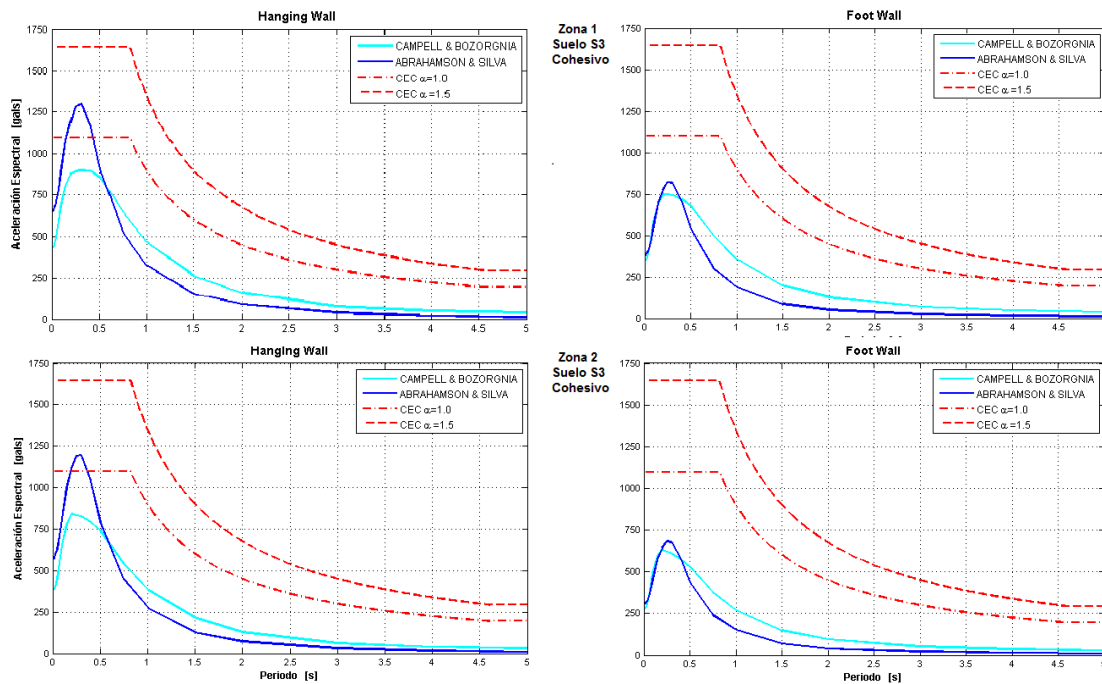


Figura 17 Espectros para perfil de suelo S3 Cohesivo. Período de retorno 475 años.

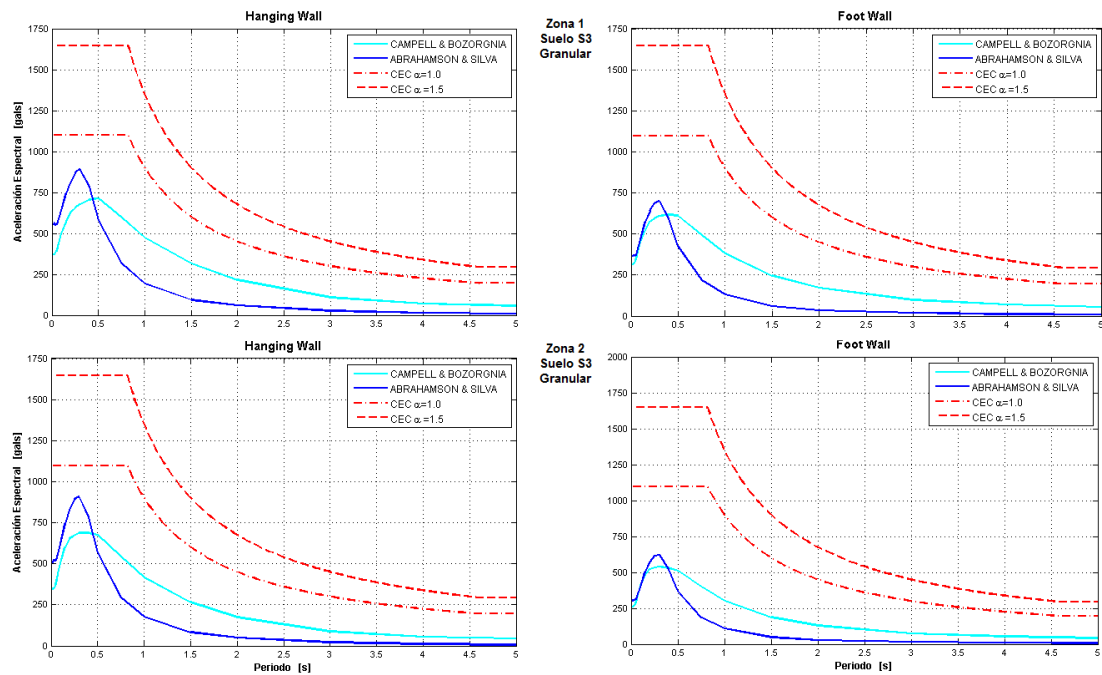


Figura 18 Espectros para perfil de suelo S3 Granular. Período de retorno 475 años.

11. RESULTADOS PARA PERÍODO DE RETORNO DE 72 AÑOS

En las figura 19 a 22 se presentan los espectros para un período de retorno de 72 años, para perfiles de suelo S1, S2, S3 cohesivo y S3 granular.

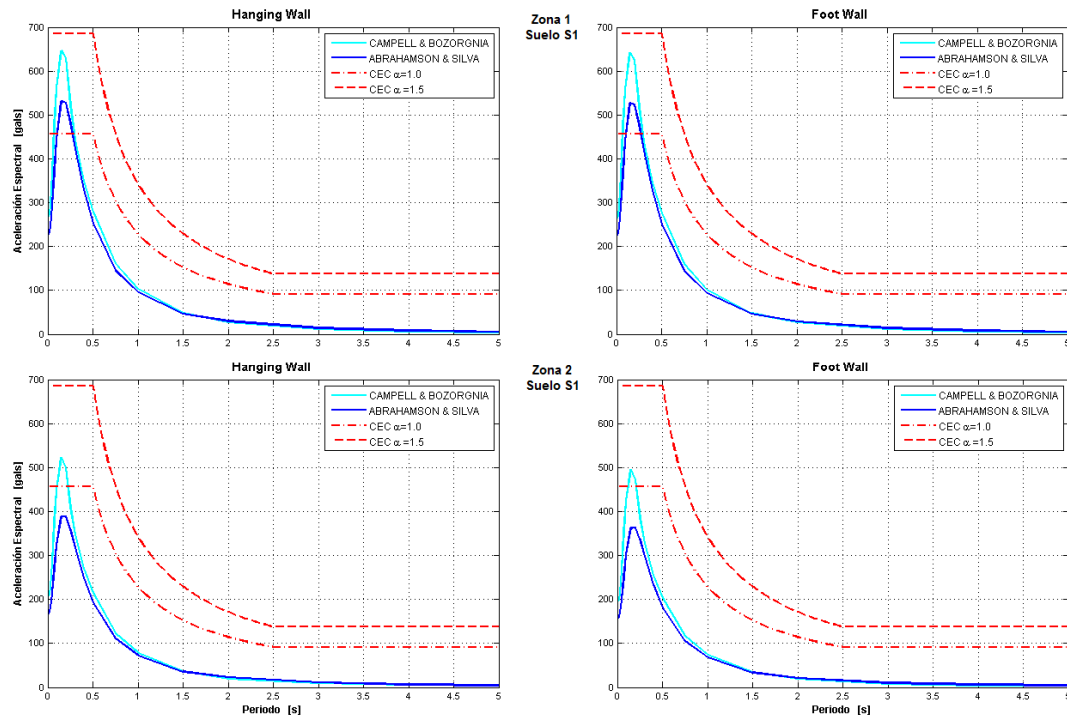


Figura 19 Espectros para perfil de suelo S1. Período de retorno 72 años.

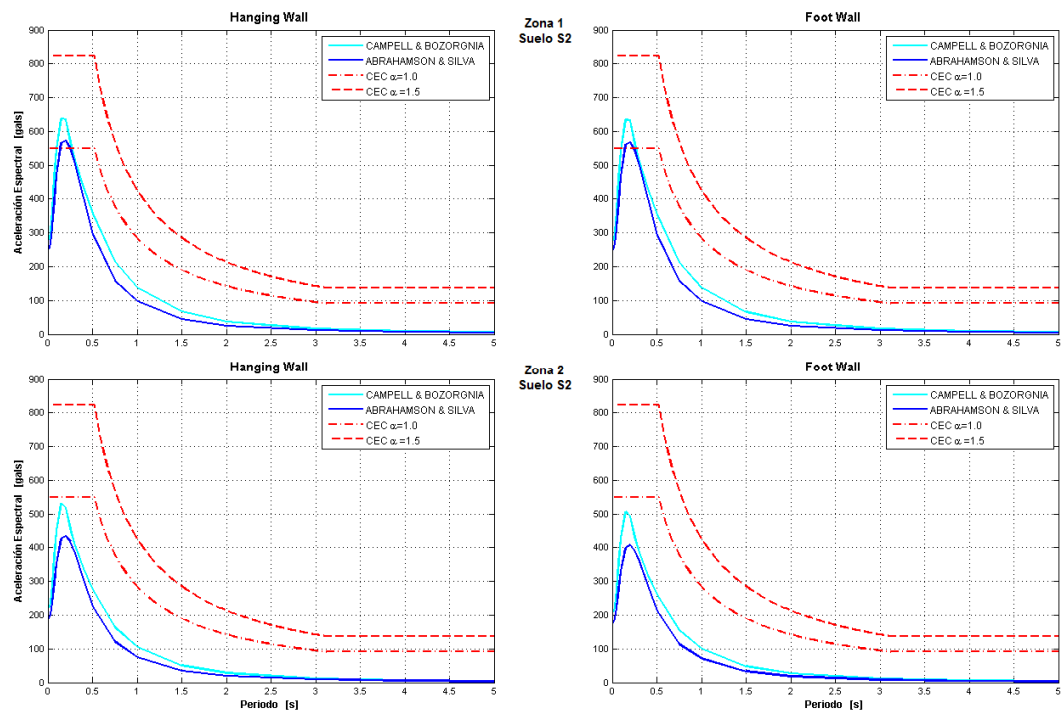


Figura 20 Espectros para perfil de suelo S2. Período de retorno 72 años.

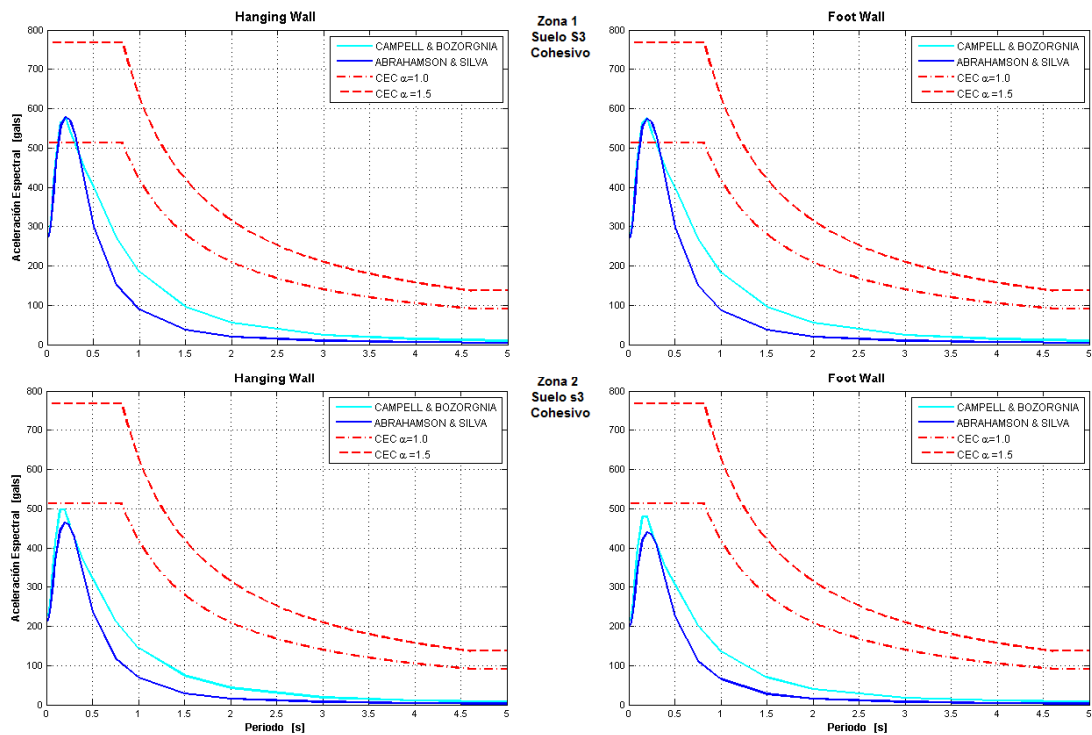


Figura 21 Espectro para perfil de suelo S3 Cohesivo. Período de retorno 72 años.

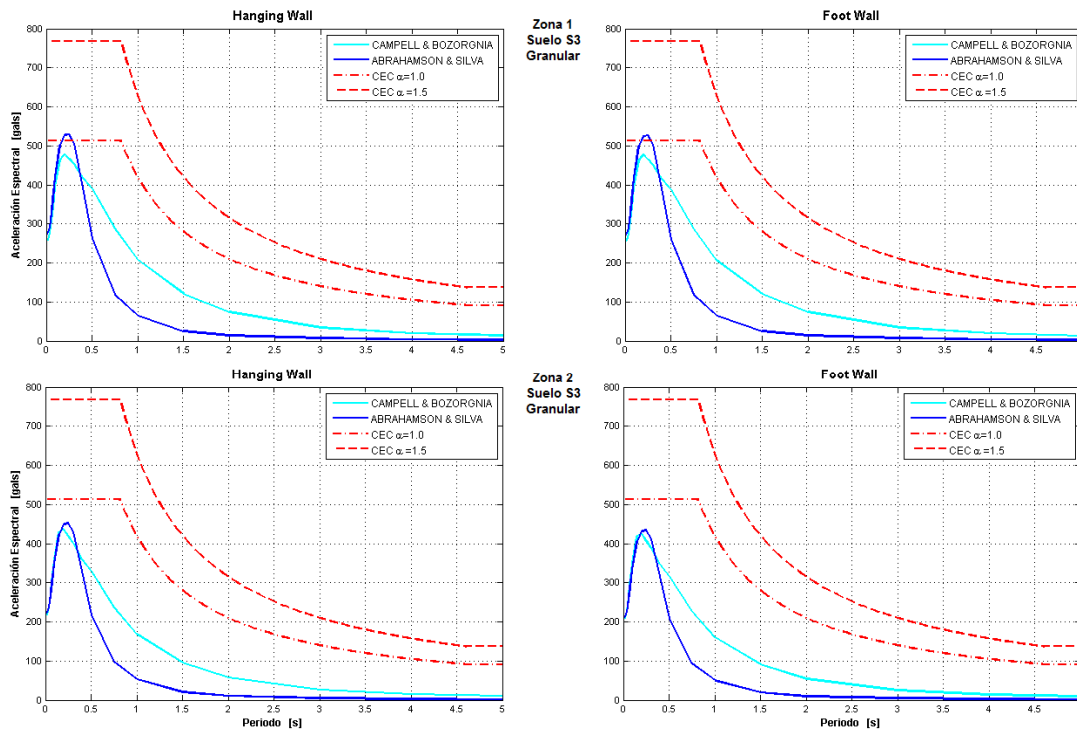


Figura 22 Espectros para perfil de suelo S3 Granular. Período de retorno 72 años.

12. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Se ha presentado los mapas de clasificación de los suelos de Quito, obtenidos en los estudios de microzonificación realizados en 1994 y 2002. Luego se ha indicado las fallas ciegas de Quito, las mismas que han sido colocadas sobre la clasificación de suelos de 2002 y se ve que las fallas se encuentran en el límite oriental de la ciudad, pero con el crecimiento de la ciudad, sobre ellas ya se encuentran construcciones.

Por otra parte, se presentó la metodología propuesta por Abrahamson – Silva y Campbell – Bozorgnia, con las cuales se obtuvo espectros de respuesta elásticos para periodos de retorno de 475 años y 72 años. Estos espectros fueron comparados con los que se obtienen al aplicar el Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2000 para edificaciones básicas y para edificaciones esenciales. Del estudio realizado se desprenden las siguientes conclusiones, para cuando el período de retorno es de 475 años.

- Para la zona 1 y perfil de suelo S1, las ordenadas espectrales halladas a partir de la generación de un espectro asociadas a las fallas de Quito, son mayores a las que reporta el CEC-2000, para un coeficiente de importancia de 1.5. Para los otros casos los espectros son menores a los que se halla con el coeficiente de importancia de 1.5.
- Para perfil de suelo S3, los espectros que se hallan a partir de un sismo asociado a las fallas de Quito son menores o similares a los que reporta el CEC-2000 para un coeficiente de importancia de 1.

El CEC-2000 solo estipula un sismo de diseño que tiene un período de retorno de 475 años pero es muy importante que se piense en el sismo ocasional con un período de retorno de

72 años, el mismo que será utilizado para el análisis sísmico en el rango elástico de estructuras esenciales.

REFERENCIAS

1. Abrahamson N., Silva W., (2008), "Summary of the Abrahamson & Silva NGA Ground-Motion relations", *Earthquake Spectra, EERI*, **24 (1)**, 67-97.
2. Aguiar R., (2011,1), *El Mega sismo de Chile 2010 y lecciones para el Ecuador*, Instituto Panamericano de Geografía e Historia, IPGH, 184 p., Quito.
3. Aguiar R. (2011,2), *Espectros elásticos para el diseño de los puentes sobre los ríos: San Pedro y Chiche de la ruta Sur al nuevo aeropuerto de Quito*, Estudio de Peligrosidad Sísmica realizado para Fernando Romo Consultores, Quito.
4. Aguiar R., (2003), *Análisis sísmico por desempeño*, Centro de Investigaciones Científicas. Politécnica del Ejército, 340 p., Quito.
5. Alvarado A., (1996) *Evolución Geológica cuaternaria y paleosismicidad de la cuenca de Quito, Ecuador*. Tesis de Grado de Ingeniería. Facultad de Geología Minas y Petróleo. Escuela Politécnica Nacional, 380 p. Quito.
6. Alvarado A., (2011) Conversación sobre la falla de Quito con Magaly y Daissy Quishpe en el Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional en junio de 2011.
7. Boore D., Watson-Lamprey J., Abrahamson N., (2006), "Orientation-independen measures of ground motion", *Bulletin of the Seismological Society America*, **Volume 96 N.- 4 A.**, 1502-1511.
8. Campbell K., Bozorgnia Y., (2008), "NGA Ground Motion Model for the Geometric Mean Horizontal Component of PGA, PGV, PGD and 5% Damped linear elastic response spectra for periods ranking from 0.01 to 10 s.", *Earthquake Spectra, EERI*, **24 (1)**, 139-171.
9. CEC-2000, "Código Ecuatoriano de la Construcción", *XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Pontificia Universidad Católica del Ecuador*, 325-350, Quito.
10. Eguez A., Alvarado A., Yepes H., Machette M., Costa C., Dart R., (2003), *Database and map of Quaternary faults and Folds of Ecuador and its offshore regions*, U.S. Geological Survey, Open-File Report **03-289**, 77 p.
11. Escuela Politécnica Nacional, Geohazards International, Ilustre Municipio de Quito, Orstom, Oyo Corporation, (1994), "The Quito-Ecuador, Earthquake Risk Management Project", *Geohazards International Publication*, Quito
12. Frau C., (2009), *Demanda sísmica incluyendo efectos de directividad en zonas near-fault de Argentina*, Tesis para obtener el título de Doctor. Universidad Tecnológica Nacional, Regional Mendoza, 371 p., Mendoza.
13. GEOSUELOS, (2011,1), *Líneas sísmicas para el Puente sobre el río San Pedro*. 4 Líneas Sísmicas.
14. GEOSUELOS, (2011,2), *Informe del estudio Geotécnico Geofísico Puente río Chiche*. 132 p., Quito.

15. Lavenu A., (1994), "La neotectónica ejemplos en el Ecuador", *Estudios de Geografía*, **6**, 5-30.
16. Lomnitz C., (1988), "Las causas probables de la catástrofe sísmica del 19 de septiembre de 1985", *Revista Ciencia y Desarrollo*, CONACYT, **16 (82)**, 4 p., México.
17. P.G.M. (2009), *Atlas de deformaciones cuaternarias de los Andes*. Proyecto Multinacional Andino: Geociencia para las comunidades Andinas. Sistema Quito, Alexandra Alvarado, 294-299.
18. Sarrazín M., (2010), "Terremoto de Chile del 27 de febrero de 2010. Aspectos generales, comportamiento de estructuras y deficiencias de las normas", *Conferencia Magistral en XXXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*. San Juan, Argentina.
19. Seed H., Romo M., Sun J., Jaime A., Lysmer J., (1987), *Relationships between soil conditions and earthquake ground motions in Mexico City in the earthquake of Sep. 19, 1985*, Earthquake Engineering Research Center, **UCB-EERC-87/15**, 112 p.
20. Soulas J-P., Eguez A., Yepes H., Perez H., (1991), "Tectónica activa y riesgo sísmico en los Andes Ecuatorianos y el extremo sur de Colombia", *Boletín Geológico Ecuatoriano*, **2 (3)**, 3-11.
21. Tornello M., Frau C., (2010), "Experiencias sobre aislamiento sísmico en Mendoza, Argentina. Diseño, Modelación y Construcción", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, **15 (1)**, 1-47.
22. Valverde J., Fernández J., Jiménez E., Vaca T., Alarcón F., (2002), *Microzonificación sísmica de los suelos del Distrito Metropolitano de la Ciudad de Quito*, Escuela Politécnica Nacional. Municipio del Distrito Metropolitano de Quito, 146 p. más Anexos, Quito.
23. Yeats R., Sieh K., Allen C., (1997), *The geology of earthquakes*. Oxford University Press. 499 p., New York.
24. Yepes H., (2011), Información suministrada en reunión efectuada el 29 de junio de 2011, en la Cámara de la Construcción de Pichincha, Quito.

INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES Y PROPUESTA DE DISEÑO SÍSMICO PARA LA MAMPOSTERÍA DE ADOBE CONFINADO

Ángel San Bartolomé

Pontificia Universidad Católica del Perú
Av. Universitaria Cda.18. San Miguel, Lima, Perú
E-mail: asanba@pucp.edu.pe

Daniel Quiun

Pontificia Universidad Católica del Perú
Av. Universitaria Cda.18. San Miguel, Lima, Perú
E-mail: dquiun@pucp.edu.pe

RESUMEN

Las construcciones tradicionales de adobe no reforzado son muy vulnerables ante los sismos, afectando sobre todo a pobladores de bajos recursos económicos. Las investigaciones experimentales para mitigar este problema se han orientado a reforzar el adobe con mallas internas de cañas o mallas externas de alambres electrosoldadas o similares.

En los años recientes se ha desarrollado una serie de ensayos de laboratorio para estudiar la posibilidad de emplear confinamientos de concreto armado, obteniéndose buenos resultados. En base a los resultados de estos experimentos, se desarrolló una propuesta de diseño sísmico de viviendas de adobe confinado de hasta dos pisos. La teoría de la propuesta utiliza los criterios de diseño a la rotura y por desempeño que se emplean en las edificaciones de albañilería confinada hecha con ladrillos de arcilla cocidos, reconociendo la baja calidad y resistencia del adobe. La aplicación de esta teoría permite obtener columnas y vigas de concreto armado de baja resistencia y escaso refuerzo, lo cual hace que la propuesta de diseño sea viable para la gente de escasos recursos económicos.

Palabras claves: Ensayos. Adobe Confinado. Sismos. Diseño.

SUMMARY

Traditional constructions made of non-reinforced adobe are too vulnerable against earthquakes, specially affecting on low-income inhabitants. Experimental investigations to mitigate this problem has been directed to reinforce adobe with internal meshes made of stems or external meshes made of electro-welded wires or something similar.

In recent years a laboratory test series have been developed in order to study the possibility of using confinements made of reinforced concrete, good results were obtained. Based on the results of these tests, a seismic design proposal was developed for dwellings made of adobe which have up to two stories. The theory of the proposal uses the breaking

140 Investigaciones experimentales y propuesta de diseño sísmico para la mampostería de adobe confinado.

design and the performance criteria which are used in confined masonry buildings made of baked clay bricks, accepting the low quality and resistance of adobe. The application of this theory allows to obtain columns and beams made of reinforced concrete whose resistance is low and are provided with scarce reinforcement. It makes feasible the design proposal for low-income people.

Keywords: Tests. Confined Adobe. Earthquakes. Design.

1. INTRODUCCIÓN

Aunque en poca cantidad, en el Perú existen viviendas de adobe confinado por elementos de concreto armado de 1 y 2 pisos (Figura 1); sin embargo, estas viviendas carecen de un diseño estructural racional, lo que conlleva a emplear refuerzo en exceso que conducen a un encarecimiento innecesario de estas viviendas. Por otro lado, los experimentos realizados en el Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú, indican que es posible diseñar racionalmente al adobe confinado ante sismos severos, aparte que existen evidencias del buen comportamiento que ha tenido este tipo de viviendas ante sismos reales (Figura). De esta manera, el propósito de este artículo es presentar una propuesta de diseño sísmico de las estructuras de adobe confinado, mostrando las bases experimentales que permitieron su formulación.

2. INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES

2.1 Ensayo de Simulación Sísmica en un Módulo de 1 Piso [1].

Este módulo (Figura 3) presentó 4 columnas de confinamiento reforzadas con 4 varillas de 8mm. En la dirección de ensayo (ejes A y B), los muros tuvieron ventanas que fueron confinadas con columnetas reforzadas con 2 varillas de 8mm solo en el eje A. El módulo fue sometido al sismo ocurrido el 31 de mayo de 1970 en Perú, variándose las aceleraciones máximas en 6 fases, hasta llegar a una aceleración de 1.6g. El comportamiento del módulo fue elástico, sin que se produzca ninguna fisura, por lo que para conocer si el pórtico de concreto era el elemento que proporcionaba la resistencia, los muros de adobe de los ejes A y B fueron removidos, volviéndose a ensayar al sistema. Esta vez se aplicaron 2 fases, y en la fase 2 (0.6g) se formaron rótulas plásticas en los extremos de las columnas. En la Figura 3 puede apreciarse que la albañilería de adobe fue el elemento que aportó la mayor parte de la resistencia y rigidez.



Figura 1. Viviendas de adobe confinado en Perú.

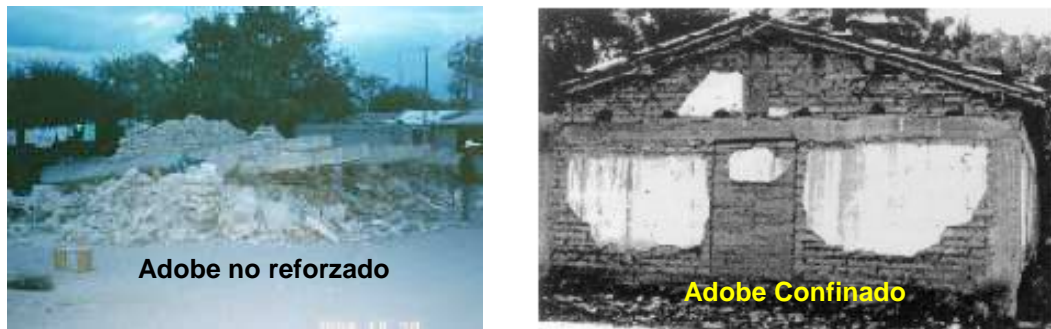


Figura 2. Sismo de Omotepec, México, 1995.

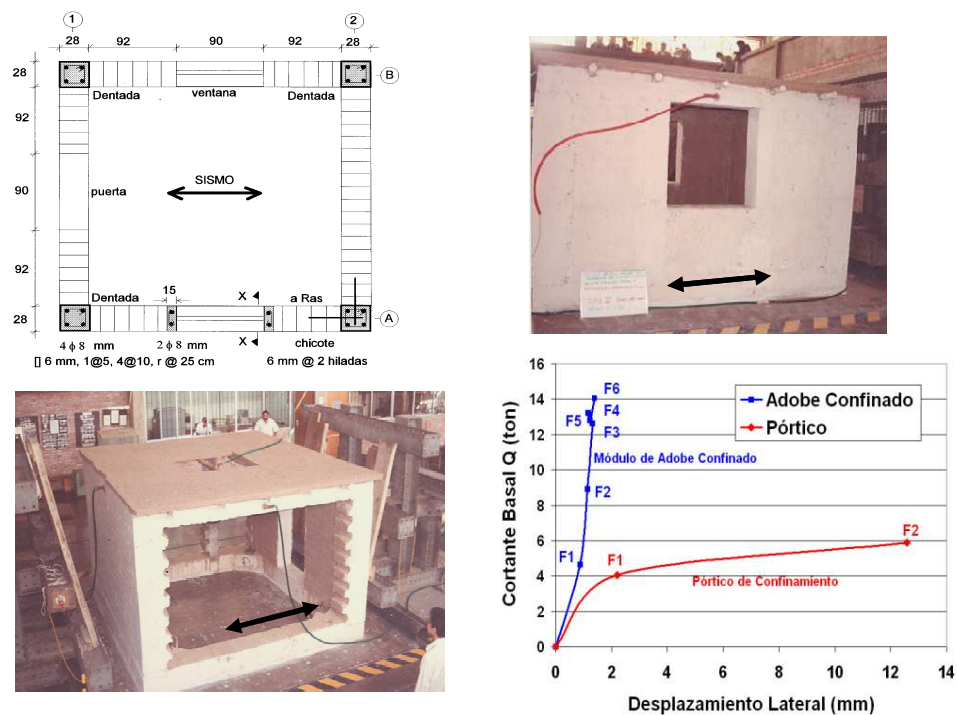


Figura 3. Ensayo sísmico de un módulo de 1 piso [1].

2.2 Ensayo de Carga Lateral Cíclica. Efectos del Refuerzo Vertical [2].

En este proyecto los confinamientos de los muros a escala natural (Figura 4) fueron diseñados como para que soporten la carga de agrietamiento diagonal, siguiéndose las especificaciones indicadas en la sección 3 de este documento. Se requirió de solo 2 varillas de $\frac{1}{4}$ " en cada columna (muro M2); sin embargo, con el objeto de estudiar el efecto del refuerzo vertical, se duplicó la cantidad de varillas en el muro M1. Estos muros fueron sometidos a carga lateral cíclica con desplazamiento horizontal controlado. En la Figura 4 se aprecia que la envolvente de los lazos histeréticos de M1 y M2 no mostró mayor diferencia, ya que la deformación que prevaleció en ambos muros fue por fuerza cortante.

142 Investigaciones experimentales y propuesta de diseño sísmico para la mampostería de adobe confinado.



Figura 4. Ensayo de Carga Lateral Cíclica y Envolvente V-D [2].

2.3 Ensayo de Simulación Sísmica en un Módulo de 2 Pisos [3].

El refuerzo en los confinamientos de este módulo a escala $\frac{3}{4}$ (Figura 5) fue obtenido siguiéndose las especificaciones de la sección 3 de este documento, excepto que en el segundo piso no se utilizó el refuerzo horizontal requerido, asimismo, el espaciamiento entre columnas fue un tanto mayor que el exigido por la propuesta de diseño. En las columnas se obtuvo 4 varillas de $\frac{1}{4}$ " y en las soleras 2 varillas de $\frac{1}{4}$ ". El módulo fue sometido al sismo ocurrido el 31 de mayo de 1970 en Perú, escalado y variándose las aceleraciones máximas en 5 fases, hasta llegar a una aceleración de 1g. En la fase 4 (0.8g) se produjo el desplome de varios adobes del muro de flexión del segundo piso, formándose una falla en forma de "V", y en la fase 6 se desplomó totalmente este muro por acción sísmica perpendicular al plano y por la ausencia de refuerzo horizontal, mientras que los muros de corte presentaron pequeñas fisuras.

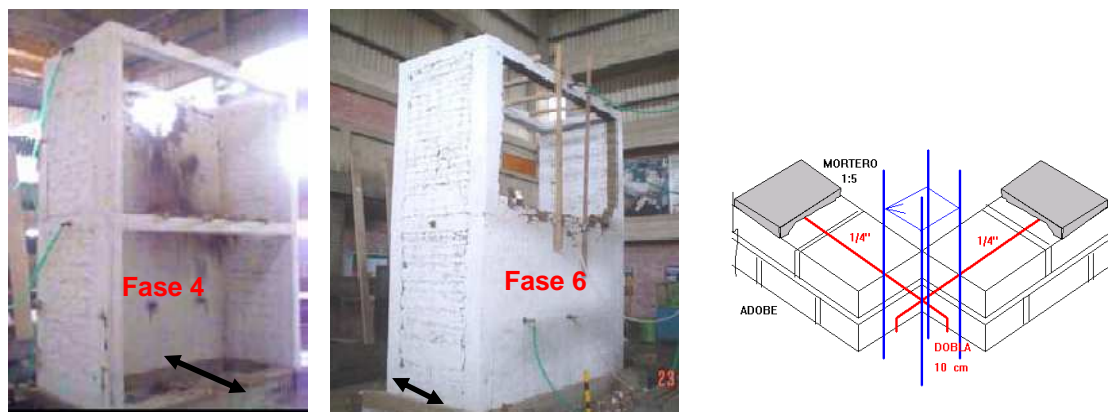


Figura 5. Ensayo de simulación sísmica. Fases 4 y 6 y refuerzo horizontal sugerido [3].

2.4 Ensayos de Carga Lateral Cíclica. Efectos del Refuerzo Horizontal [4]

Se ensayaron a carga lateral cíclica, hasta alcanzar un desplazamiento lateral de 20mm, a dos muros de adobe confinados y diseñados de acuerdo a la formulación indicada en la sección 3. Ambos muros (M1 y M2) tuvieron en sus columnas y soleras 2 varillas de $\frac{1}{4}$ ", la diferencia radicó en que M1 careció de refuerzo horizontal, mientras que en M2 se utilizó 1 varilla de $\frac{1}{4}$ " cada 5 hiladas anclada en las columnas y embutidas en mortero cemento-arena 1:8, en tanto que en el resto de hiladas se usó mortero de barro. En la rama negativa de la envolvente cortante-desplazamiento (Figura 6) no existió influencia del refuerzo horizontal

sobre la resistencia a corte; sin embargo, este refuerzo cerró las grietas convirtiéndolas en fisuras finas, haciendo que todo el muro se comporte como una sola unidad. Para $D = 20\text{mm}$, la grieta vertical en la interfase columna-muro tuvo un grosor máximo de 3.5mm en M1, mientras que en M2 fue 0.5mm .

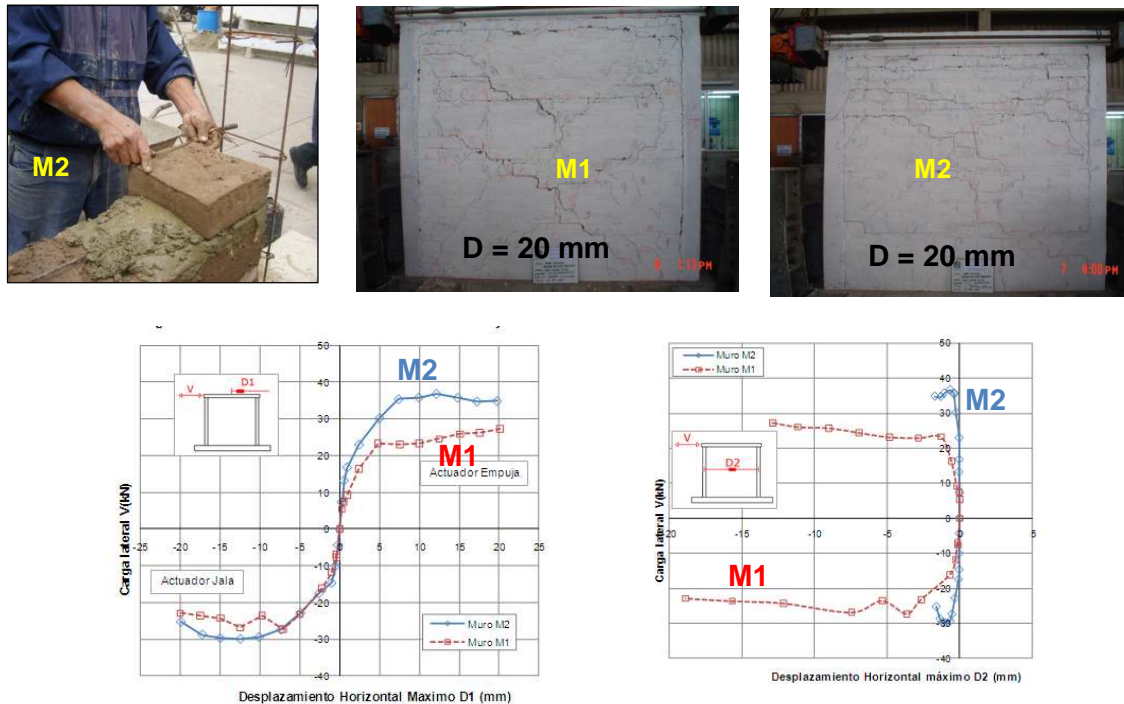


Figura 6. Ensayo de carga lateral cíclica en M1 (sin refuerzo horizontal) y M2 (con refuerzo horizontal). Envolvente V-D y desplazamiento horizontal intermedio relativo entre columnas. [4].

3. PROPUESTA DE DISEÑO EN ADOBE CONFINADO

En base a los resultados de los experimentos efectuados y reconociendo que el adobe confinado presenta un comportamiento sísmico similar a la albañilería de arcilla cocida, pero con baja resistencia sísmica, deformándose predominantemente por fuerza cortante ante acciones coplanares, mientras que ante acciones perpendiculares al plano presenta debilidad principalmente en las uniones con los confinamientos, se presenta la siguiente propuesta de diseño sísmico.

3.1 Consideraciones Generales

Las edificaciones de adobe confinado podrán tener una altura de hasta 2 pisos o 6m . Para efectos de esta Propuesta, se considerará que un muro de adobe se encuentra confinado por elementos de concreto armado cuando se cumpla las siguientes especificaciones.

- La albañilería de adobe deberá estar completamente bordeada por elementos de concreto armado, vaciado después de haberse construido la mampostería.
- Para el primer piso, puede emplearse como elemento de confinamiento horizontal a la cimentación, que deberá ser hecha de concreto ciclópeo. Esta cimentación deberá tener por lo menos un peralte que permita anclar a las varillas verticales de las columnas más un recubrimiento de 7.5cm .

144 Investigaciones experimentales y propuesta de diseño sísmico para la mampostería de adobe confinado.

- c. La distancia entre las columnas de confinamiento no deberá ser mayor que dos veces la distancia entre los confinamientos horizontales (vigas soleras), ni mayor que 3.5m.
- d. Los vanos de puertas y ventanas con más de 1m de longitud, deberán estar bordeados por columnas de concreto armado. Las vigas dinteles en estos vanos, serán de concreto armado y podrán tener la misma sección transversal que las vigas soleras existentes sobre los muros.
- e. El espesor del muro no deberá ser menor que 25cm. El espesor de los confinamientos ("t") podrá ser igual o mayor que el espesor del muro. El área mínima de la sección transversal de los confinamientos será $10t$ (en cm^2).
- f. La conexión albañilería-columna será a ras.
- g. Todos los muros llevarán refuerzo horizontal continuo, consistente por lo menos de 1 varilla corrugada de $\frac{1}{4}$ " cada 5 hiladas, ubicadas en el eje del muro sobre una capa de mortero en proporción volumétrica cemento-arena gruesa 1: 8, y colocadas durante la construcción de la albañilería. Estas varillas anclarán 12cm en el interior de la columna más un doblez vertical a 90° de 10cm. En caso la columna tuviese un peralte menor que 15cm, el anclaje de estas varillas en las columnas podrá hacerse en forma mecánica, doblándolas sobre un estribo o un gancho.
- h. El concreto de los confinamientos deberá tener una resistencia a compresión (f'_c) mayor o igual que 100 kg/cm^2 . La compactación del concreto deberá hacerse con una varilla lisa de $\frac{1}{2}$ " de diámetro o con una vibradora. En caso se detecte cangrejas, se eliminarán las partículas sueltas, para luego humedecer esa zona y compactar mortero, en proporción volumétrica cemento-arena 1:4, a presión manual.
- i. El refuerzo en los confinamientos deberán ser varillas corrugadas de acero dúctil, con diámetros mayores a iguales que 6mm y esfuerzo nominal de fluencia (f_y) igual a 4200 kg/cm^2 . Estas varillas tendrán un recubrimiento de 2cm, cuando se aplique un tarrajeo de cemento, y 3cm cuando el muro carezca de tarrajeo de cemento.
- j. El refuerzo longitudinal mínimo de los confinamientos estará compuesto por 2 varillas de 6mm, mientras que los estribos mínimos estarán compuestos por ganchos de 6mm 1 a 5, 4 a 10 y el resto a 25cm. Estos ganchos doblarán 180° sobre las varillas longitudinales.

3.2 Análisis Sísmico

Para el análisis sísmico de las edificaciones de adobe confinado se cumplirán las siguientes especificaciones:

- a. La fuerza sísmica de diseño a la rotura (V , para sismos severos) será la proporcionada por la Norma Sismorresistente E.030, considerando un factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas $R = 3$.
- b. Se asumirá que las vigas (soleras y dinteles) continuas de concreto armado proporcionan acción de diafragma rígido en cada nivel, pudiéndose emplear techos de madera o metálicos debidamente conectados a las vigas. Además deberá cumplirse que la relación longitud-ancho de la planta de la edificación sea menor que 4.
- c. Se evitará irregularidades en planta y en elevación, dividiendo a la edificación en bloques separados por juntas sísmicas. Cada bloque se analizará independientemente.

- d. Los muros portantes de carga sísmica deberán tener continuidad vertical y una longitud no menor que 1.2m.
- e. El módulo de elasticidad de la albañilería de adobe (E_a) podrá suponerse igual a 6500 kg/cm^2 , y el módulo de corte (G_a) será tomado como $0.4 E_a$. El módulo de elasticidad del concreto será determinado de la expresión $E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$, en kg/cm^2 .
- f. Para el cálculo de la rigidez lateral de los muros de adobe confinados, deberá transformarse las columnas de confinamiento en áreas equivalentes de adobe, multiplicando al espesor de las columnas por la relación E_c / E_a . Adicionalmente, deberá agregarse la participación de las paredes transversales considerando un ancho efectivo igual a 4 veces el espesor de la pared transversal. Asimismo, deberá considerarse la participación de los alféizares de ventanas en caso no hayan sido aislados de la estructura principal.
- g. La determinación de las fuerzas internas en cada muro (momentos flectores “ M_u ” y fuerzas cortantes “ V_u ”) ante la acción de sismos severos, se hará mediante métodos racionales de cálculo (manual o computacional), contemplando las excentricidades de las fuerzas sísmicas especificadas por la Norma Sismorresistente E.030.
- h. Se verificará, de acuerdo a lo indicado por la Norma Sismorresistente E.030, que las derivas angulares máximas inelásticas no sean mayores que 0.005; en caso se supere este límite, se deberá rigidizar a la edificación.

3.3 Diseño para Acciones Sísmicas en el Plano de los Muros Confinados

Para el diseño sísmico de los muros de adobe confinados ante acciones coplanares, deberá cumplirse las siguientes especificaciones:

- a. Resistencia al Corte (VR). La resistencia a fuerza cortante en condición de rotura para el caso de adobes asentados con mortero de barro, será obtenida con la ecuación (1):

$$VR = 0.5 L t + 0.2 P \quad [\text{en kg y cm}] \quad (1)$$

Donde:

L = longitud total del muro (incluyendo columnas)

t = espesor del muro sin tarrajeo

P = carga de gravedad acumulada.

Para el caso en que el adobe sea asentado con mortero de cemento, VR se incrementará multiplicándolo por 1.3. Para el caso que se aplique un tarrajeo de cemento sobre una malla debidamente conectada a la mampostería, el espesor “t” incluirá el grosor del tarrajeo.

- b. Densidad de Muros. En cada dirección de la edificación y en cada piso, la densidad de muros se medirá a través de la suma de la resistencia a fuerza cortante (ΣVR) de los muros portantes de carga sísmica orientados en la dirección en análisis. Esta suma de resistencias deberá ser mayor o igual que la fuerza cortante actuante en el entrepiso en análisis (ecuación 2), especificada por la Norma Sismorresistente.

$$\Sigma VR \geq V \quad (2)$$

Para el caso en que se obtenga $\Sigma VR > R V$, donde $R = 3$, los muros se comportarán en el rango elástico ante los sismos severos; estos muros serán diseñados de acuerdo a lo especificado en el acápite “e” de esta sección.

146 **Investigaciones experimentales y propuesta de diseño sísmico para la mampostería de adobe confinado.**

- c. Verificación para Sismos Moderados. Asumiendo que los sismos moderados proporcionan fuerzas laterales iguales al 50% de las correspondientes al sismo severo, se verificará mediante la ecuación (3) que ante los sismos moderados ningún muro sobrepase el 60% de su resistencia al corte; es decir, ante sismos moderados ningún muro debe agrietarse por fuerza cortante.

$$0.5 V_u \leq 0.6 V_R \quad (3)$$

- d. Diseño de Muros Agrietados por Corte. Para sismos severos se supondrá que todos los muros se agrietan por corte alcanzando su nivel de resistencia V_R , excepto cuando $\Sigma V_R > R V$ (acápites "b" de esta sección). Para los muros que se agrietan por corte, se seguirá el siguiente procedimiento de diseño para los confinamientos.

- **Determinación de las Fuerzas Internas en los Confinamientos.** En los confinamientos se presentan 3 fuerzas internas: Tracción (T), Compresión (C) y Fuerza Cortante (V_c), no existe momento flector ya que la columna no puede flexionarse al estar conectada al muro. Para efectos de diseño, se desprecia la compresión (C), debido a que los muros son de baja altura (máximo 2 pisos) y la dimensión mínima de la columna es capaz de absorber esta compresión. Estas fuerzas internas se determinarán con las expresiones que aparecen en la Tabla 1.

COLUMNA	V_c (fuerza cortante)	T (tracción)
Interior	$\frac{V_R \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_R \frac{h}{L} - P_t$
Extrema	$1,5 \frac{V_R \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_t$

Tabla 1. Fuerzas Internas en las Columnas.

Donde:

$F = M / L$ = fuerza axial en las columnas extremas producidas por "M"

$M = M_u1 (V_R / V_u)$ = momento flector asociado al agrietamiento del muro

L_m = longitud del paño mayor o 0.5 L, lo que sea mayor

L = longitud total del muro, incluyendo el peralte de las columnas

N_c = número total de columnas en el muro en análisis

h = altura del entrepiso en análisis

P_t = carga vertical tributaria proveniente del muro transversal a la columna

Nota: en muros de 1 paño existen 2 columnas extremas ($N_c = 2$) y $L_m = L$

- **Diseño de Columnas.** El área de concreto (A_c) y el refuerzo vertical (A_s) deberán ser capaces de absorber la acción combinada de la tracción (T) y el corte-fricción (V_c):

$$A_c = \frac{V_c}{0,2 f'_c \phi} \geq 10 t (cm^2)$$

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y \mu \phi}$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_y \phi}$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0,1 f' A}{(4)} \quad \alpha: 2 \phi 6mm \quad (4)$$

Donde:

$\phi = 0.85$ (para acción combinada T-Vc)

$\mu =$ coeficiente de fricción concreto-concreto = 0.8

Los estribos en las columnas serán mínimos y estarán compuestos por estribos cerrados o ganchos de 6mm, espaciados 1 a 5, 4 a 10, resto a 25cm.

- **Diseño de Soleras.** El refuerzo a colocar en la solera será calculado con la ecuación (5). El área de concreto A_{cs} será mínima (10 t, en cm^2) y los estribos estarán compuestos por estribos cerrados o ganchos de 6mm, espaciados 1 a 5, 4 a 10, resto a 25cm.

$$T_s = VR \frac{L_m}{2L}; \quad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0,1 f'_c A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 2 \phi 6mm) \quad (5)$$

Donde:

$$\phi = 0.9$$

Este refuerzo será anclado en los nudos, pudiéndose adicionar ganchos en el refuerzo vertical para doblar a 90° las varillas de la solera.

- **Diseño del Refuerzo Horizontal.** En los muros agrietados, se colocará refuerzo horizontal continuo, anclado en las columnas. Este refuerzo será colocado sobre juntas horizontales hechas con mortero de cemento. El refuerzo horizontal (A_{sh}) se calculará con la ecuación (6). Como mínimo se utilizará en todos los pisos (agrietados o sin agrietar): 1 ϕ 6mm cada 5 hiladas.

$$A_{sh} = \frac{VR \cdot s}{f_y \cdot L} \quad (6)$$

Donde:

s = espaciamiento vertical entre los refuerzos horizontales

- e. Diseño de Muros No Agrietados. Esta disposición se aplica cuando en la vivienda se tenga exceso de resistencia al corte: $\Sigma VR > R V$. En las columnas internas y en las soleras de los muros no agrietados, se utilizará refuerzo mínimo, asimismo, en estos muros no será necesario adicionar refuerzo por corte-fricción en las columnas. Sólo se diseñarán las columnas extremas empleando la ecuación (7).

$$T = F - P_t \quad A_s = \frac{T}{\phi f_y} \geq \frac{0,1 f'_c A_c}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 2 \phi 6mm) \quad (7)$$

Donde:

$F = Mu / L$ = fuerza axial en las columnas extremas producidas por "Mu"

$$\phi = 0.9$$

148 Investigaciones experimentales y propuesta de diseño sísmico para la mampostería de adobe confinado.

- f. Diseño de Vigas Dinteles. Las vigas dinteles deberán soportar la acción combinada de las cargas de gravedad y las cargas sísmicas. Estas vigas serán diseñadas de tal forma que fallen dúctilmente por flexión, según se especifica en la Norma de Concreto Armado E.080.

3.4 Diseño para Sismos Perpendiculares al Plano del Muro

La albañilería de adobe confinada y reforzada horizontalmente, no necesitará ser diseñada ante cargas sísmicas perpendiculares al plano. Sólo se diseñarán los arriostres utilizando las siguientes especificaciones.

- a. La carga sísmica perpendicular al plano del muro, “w” (en kg/m^2 , ecuación (8)), será la proporcionada por la Norma Sismorresistente E.030.

$$w = Z.U.C_1 \gamma e \quad (8)$$

Donde:

Z = factor de zona especificado en la NTE E.030.

U = factor de importancia especificado en la NTE E.030.

C_1 = coeficiente sísmico especificado en la NTE E.030.

e = espesor bruto del muro (incluyendo tarrajeos), en metros

γ = peso volumétrico de la albañilería de adobe = 1600 kg/m^3

- b. Los confinamientos de concreto armado, actuarán esta vez como arriostres del muro.
- c. Para calcular la carga proveniente del muro (“w”) sobre los arriostres, se podrá utilizar la denominada “regla del sobre”, consistente en trazar rectas a 45° desde los vértices del muro que se interceptan con una línea horizontal trazada a la mitad de la altura del muro.
- d. En todo arriostre que pueda deformarse por flexión (por ejemplo: solera no restringida por el techo, o columna perteneciente a un borde libre del muro), las cargas (trapezoidales o triangulares) actuantes sobre los arriostres originarán momentos flectores y fuerzas cortantes que deberán ser absorbidos por el refuerzo y la sección transversal, evaluados según se especifica en la Norma de Concreto Armado E.060.
- e. El refuerzo o la sección transversal que se obtenga en los elementos de concreto armado actuando como arriostres, no deberán sumarse con aquellos valores obtenidos en esos elementos actuando como confinamientos, sino que se adoptará el mayor de ellos

4. CONCLUSIONES

Si bien es cierto que falta ejecutar más investigaciones experimentales que permitan mejorar la propuesta de diseño para el adobe confinado presentada en este artículo, el comportamiento sísmico observado hasta la fecha indica que es posible utilizarlo en las estructuras de las viviendas de hasta 2 pisos. Una investigación importante de realizar, consiste en verificar el comportamiento ante cargas sísmicas perpendiculares al plano de los muros ubicados en el segundo piso, reforzándolos como se especifica en la propuesta.

REFERENCIAS

1. Matos, G.; Quiun, D.; San Bartolomé, A.; (1998). *Ensayo de simulación sísmica de un módulo de adobe confinado por elementos de concreto armado*. Sección “Adobe Confinado”, Capítulo “Albañilería de Tierra Cruda” del blog <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>.
2. San Bartolomé, A.; Pehovaz, H. (2003). *Comportamiento a carga lateral cíclica de muros de muros de adobe confinados*. Sección “Adobe Confinado”, Capítulo “Albañilería de Tierra Cruda” del blog <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>.
3. San Bartolomé, A.; Delgado, E. (2006). *Comportamiento sísmico de un módulo de adobe de dos pisos con refuerzo horizontal y confinamiento mínimo*. Sección “Adobe Confinado”, Capítulo “Albañilería de Tierra Cruda” del blog <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>.
4. Torres, A. (2011). *Comportamiento sísmico del adobe confinado. Variable: refuerzo horizontal*. Tesis de la Pontificia Universidad Católica del Perú en ejecución, asesor: San Bartolomé, A.

VIDA UTIL EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO DESDE EL PUNTO DE VISTA DE COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL

Genner Villarreal Castro, Marco Cerna Vasquez, William Galicia Guarniz

Universidad Privada Antenor Orrego.
Av. América Sur 3145 Monserrate, Trujillo, Perú

RESUMEN

La presente investigación, está orientada al estudio de las edificaciones de concreto armado, teniendo como punto de análisis el comportamiento del material, en el aspecto de corrosión. Para el desarrollo de esta investigación, se manejaron diferentes modelos y cuadros comparativos de Daños, Vida Útil del material, Existencia de Corrosión, Elementos estructurales dañados, que se debe hacer en las inspecciones técnicas de edificaciones escogidas.

En el desarrollo de la investigación, se estudió el estado del arte de la Vida Útil de las Estructuras, en donde se abarca el estudio de Normas Internacionales, así como los alcances de la Patología y diversos comportamientos del concreto en los elementos estructurales de una edificación. Luego, se identificó la interacción entre la corrosión y el concreto, donde se muestran los diversos casos de estudios de la Corrosión de la armadura en el Concreto, así como, los factores y causales preliminares que conllevan al efecto negativo del concreto en el tiempo. Posteriormente, se desarrolló la descripción y desarrollo de la investigación, donde se explica los procedimientos y la inspección general, y se muestran los resultados de la investigación, luego de haber analizado las inspecciones en las 3 zonas en estudio, resaltando que se desarrolló una metodología de tablas y figuras para comprender la realidad de las viviendas. Finalmente, se presentan las conclusiones generales y específicas de la investigación, así como las Recomendaciones Constructivas de acuerdo al contexto de la Ciudad de Chimbote, teniendo la consideración principal que las estructuras deben de cumplir con los requerimientos exigidos en el país.

SUMMARY

This present research is oriented to the study of reinforced concrete buildings, taking as point of reference the material behavior in the aspect of corrosion. For the development of this research, we handled the varying of models and comparative tables of Harm, useful Life of material, existence of corrosion, damaged structural elements that must be done in technical inspections of selected buildings.

In the development of research in the first chapter we studied the state of the art of useful life span of the structure, where it includes the study of International Standards as well as the reach of pathology and different behaviors of the concrete in the elements structural of a building. In the Second chapter it identifies the interaction between corrosion and concrete, which shows the various case studies of the corrosion of the reinforcement in the concrete, as

152 Investigaciones experimentales y propuesta de diseño sísmico para la mampostería de adobe confinado.

well as preliminary and causal factors that lead to specific negative effect on the time. In the Third chapter develops the description of the research and development, which explains the procedures and general inspection. In the Fourth chapter shows the results of the investigation, after having analyzed the inspections in the 3 areas on study, highlighting that developed a methodology of tables and graphs to understand the reality of housing. Finally, in the last chapter presents general conclusions and specific research and the constructive recommendations from the context of the city of Chimbote, having the main consideration that the structures must meet the requirements in the country.

1. INTRODUCCIÓN

Las excepcionales virtudes del concreto armado como material de construcción, determinaron a fines del siglo pasado y principios del presente, una rápida expansión en su utilización. El volumen, pero sobre todo la variedad y el aspecto de las obras en concreto armado, generó una tecnología en permanente transformación, que acumula un aporte considerable de ingenio y éste a su vez, una industria de equipos, tanto para la fabricación como para la colocación in situ del concreto y su armadura, en continuo desarrollo y de amplia incidencia en la economía mundial.

Como material de construcción, se pensó que el concreto podría tener una duración ilimitada. Sin embargo, en la actualidad se reporta un número cada día creciente de estructuras prematuramente deterioradas por corrosión del acero del refuerzo. Esta corrosión, en general, se debe al ataque destructivo de iones cloruro que penetran desde el exterior por difusión o porque fueron incorporados a la mezcla de concreto y/o a la carbonatación del recubrimiento de concreto.

La corrosión en la armadura del concreto es un área claramente interdisciplinaria donde la química, en especial la electroquímica y la cinética tienen un papel principal. La indicación elocuente de la importancia del tema, se manifiesta en el creciente número de artículos especializados en revistas científico – técnicas, en la aparición de nuevas empresas orientadas a los trabajos en monitoreo del medio ambiente y la medición de las características relevantes del concreto para definir su respuesta al fenómeno de la corrosión. La búsqueda de una metodología precisa que conduzca a una respuesta acertada sobre las causas de la corrosión es un objetivo de la investigación en la materia. Los especialistas señalan la importancia de un correcto diagnóstico existiendo el riesgo de que intervenciones incorrectas reduzcan la durabilidad que tiene la estructura primitiva. Consideraciones de orden técnico y económico determinan las medidas a tomar. La diversidad de procedimientos y productos ofrecidos en el mercado constituye todavía un amplio campo de investigación a partir de los fundamentos teóricos y de los resultados obtenidos en los casos que han sido aplicados.

2. MARCO TEORICO.

2.1 VIDA UTIL

El concepto de vida útil de una estructura, que propone el reporte de la Red Temática DURAR [5] indica: "Período en el que la estructura conserva los requisitos del proyecto sobre seguridad, funcionalidad y estética, sin costos inesperados de mantenimiento". En otras palabras, si la estructura careciera de cualquiera de estas tres propiedades (seguridad, funcionalidad y estética), ésta ya sobrepasó el periodo de su vida útil.

Cabe resaltar que se puede manifestar dos tipos de vida útil:

Vida Útil de Diseño, que puede ser proyectada específicamente para una obra en particular (éste es usualmente el caso de estructuras muy especiales) o si se siguen las especificaciones de Normas y Códigos.

Vida Útil Real, se manifiesta cuando se ha alcanzado un nivel crítico o inaceptable de deterioro en la estructura, tal que hace a esta inservible para el propósito para el que fue proyectada o diseñada.

Se dice que una estructura es Durable cuando la Vida Útil Real iguala o supera a la Vida Útil de Diseño, aplicando un razonable esfuerzo de mantenimiento.

La Vida Útil Real puede prolongarse si se aplican providencias de mantenimiento preventivas o reparaciones curativas, hasta que éstas se hacen muy costosas o porque cambian los requisitos de servicio de la estructura, momento en que la estructura debe ser reemplazada.

2.2 VIDA RESIDUAL

El reporte de DURAR [5] manifiesta que “Se entiende por vida residual al tiempo a partir del momento en que la estructura alcanza el anterior límite aceptable (fin de la vida útil)”. La vida residual es el período en el que la estructura necesitaría reparación, remodelación o completa renovación para que regrese a su estado de servicio original; esto es que sea segura, funcional y estética.

En pocas palabras, la etapa de vida residual es el tiempo que tiene el dueño de la estructura, o elemento estructural, para repararla antes que la degradación avance hasta el límite de posible colapso.



Figura 1 Fotografía de un conjunto de columnas que soportan una losa de un puente. Se pueden observar grietas producto de la corrosión del acero.

En la figura, se presenta unas estructuras de concreto que presentan desprendimiento notorio del recubrimiento, producido por la corrosión severa de la varilla de refuerzo. Se puede

154 Investigaciones experimentales y propuesta de diseño sísmico para la mampostería de adobe confinado.

indicar, que las columnas indicadas se encuentran más allá de su vida útil, ya que la degradación que presentan no son una mancha de óxido o grieta. Este proceso de degradación inclusive puede ser suficiente para producir una falla local en las columnas del puente. Para que no se produzca un colapso inminente de las columnas sería adecuado realizar una reparación general.

2.3 OCURRENCIA DE DAÑOS EN EL CONCRETO.

Diferentes factores actúan durante la vida útil de cualquier obra de concreto, afectando de algún modo sus características de durabilidad. Estas condicionantes pueden depender tanto de la acción del entorno o medio ambiente, como de las propiedades intrínsecas del concreto.

El diseño global de la obra, su interrelación con el suelo, diseño de los elementos constructivos y su posterior elaboración con la adecuada selección de los materiales componentes y colocación en obra, juegan también un rol importantísimo.

Para entender más las causales de ocurrencia de daños, podemos dividirlos en dos partes.

Causas Internas:

Se definen como causas internas aquellas que se relacionan con cambios volumétricos que ocurren dentro del concreto. La reacción química del cemento con el agua, conocida como hidratación, genera distintas reacciones químicas que pueden llegar a producir daños severos al concreto por el efecto de aumentos de volumen. Esta misma reacción química genera un fuerte aumento en la temperatura del concreto, el cual, al comenzar a enfriarse puede producir grietas de consideración. La eventual reacción de álcalis libres con áridos de alto contenido de sílice es iniciadora de una reacción incontrolable que también induce a un aumento interno de esfuerzos.

La pérdida del agua de mezclado produce cambios físicos conocidos como retracción de secado, pudiendo iniciarse desde muy temprana edad.

En este caso se producen fisuras superficiales. Si se generan con el tiempo, las fisuras pueden alcanzar todo el grosor del elemento.

Causas Externas:

Otras causas actúan externamente sobre la estructura. Las más típicas se refieren a las acciones de las cargas, ya sean estáticas o dinámicas, la acción del fuego, sismos, temperatura y viento extremo, asentamientos diferenciales, etc. Éstas inciden con esfuerzos de toda índole sobre el elemento, bastando que se sobrepasen las respectivas resistencias características del concreto para que ocurra un daño.

Sobre la superficie del concreto existe, debido al uso, un desgaste mecánico, abrasión e impacto. Y actuando sobre el recubrimiento del concreto se encuentran una serie de agentes nocivos, como el CO₂ - carbonatación, cloruros – sales descongelantes, aguas con sulfatos, ciclos hielo/deshielo, y otros líquidos y gases agresivos. Este último tipo de causales puede llevar a la oxidación de la armadura, iniciando un nuevo tipo de daño con aparición de grietas y desprendimientos.

Fallas constructivas también fomentan la generación de daños, como el hecho de excesos de vibrado - segregación, mala colocación de mallas - inducción de grietas sobre la superficie, desplazamiento de moldes en acabados superficiales.

En resumen, durante la vida útil del concreto es “normal” la aparición de fisuras, las cuales pueden y deben ser reparadas, de acuerdo al uso que tenga la respectiva estructura, pero de aquí en adelante, si se producen procesos más fuertes que debilitan a la estructura, es punto de partida de estudio.

2.4 PERIODOS DE TIEMPO DE VIDA UTIL

2.4.1 NORMA MEXICANA

Los estados límites de una estructura, llamados también valores mínimos de servicio (o *valores máximos aceptables de degradación*), se indican a continuación:

- El Estado Límite de Servicio (ELS) corresponde al punto en el tiempo el cual la estructura ha llegado a su vida útil, es decir, *“es el estado en el cual los requerimientos de servicio de una estructura o elemento estructural (seguridad, funcionalidad y estética) ya no se cumplen.”*
- El Estado Límite Último (ELU), es el estado en que la estructura o elemento estructural *“se encuentra asociado con colapso u otra forma similar de falla estructural.”* El reporte DURAR indica que el ELU es el tiempo en el cual la estructura llega a un estado de degradación inaceptable antes de que sufra un colapso inminente, cumpliéndose: $ELU < \text{TIEMPO DE COLAPSO}$.

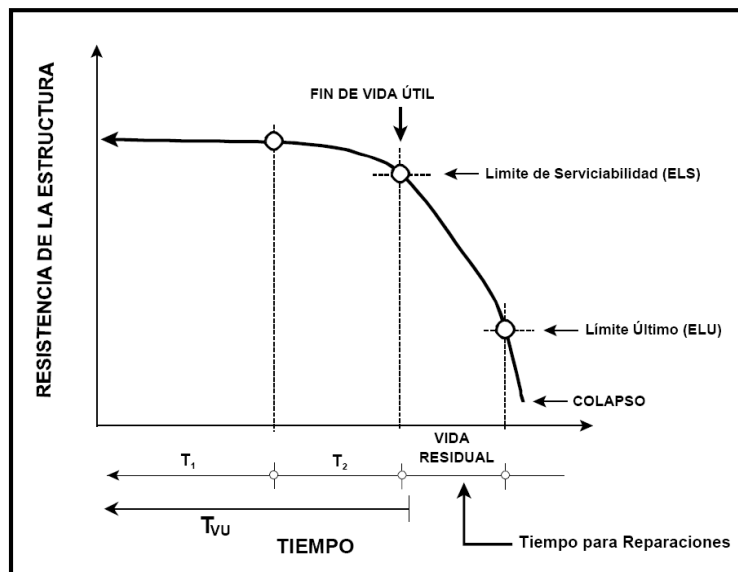


Figura 2 Concepto de vida útil de las estructuras de concreto en función del fenómeno de la corrosión del refuerzo

Probabilidad de Falla

La probabilidad de falla se podría definir como la probabilidad de exceder cierto estado límite, ya sea el ELS o el ELU. El término ‘falla por durabilidad’ es usado cuando existe una falla por degradación del material en una estructura o elemento estructural, en comparación de ‘falla mecánica’, la cual es causada por cargas mecánicas externas.

2.4.2 NORMA ACI COLOMBIA

En el caso de deterioro de la estructura por corrosión de la armadura, se puede distinguir por lo menos tres situaciones:

156 **Investigaciones experimentales y propuesta de diseño sísmico para la mampostería de adobe confinado.**

- a) Un período de tiempo que va hasta la despasivación de la armadura, el cual se denomina, normalmente, período de iniciación. A este período de tiempo se puede asociar la llamada vida útil de proyecto. Normalmente corresponde al período necesario para que el frente de carbonatación o el frente de cloruros alcancen la armadura. Por frente de carbonatación se entiende la posición de la interface entre una región carbonatada, de baja alcalinidad por acción del gas carbónico sobre los productos alcalinos de la hidratación del cemento y una región contigua no carbonatada y por consiguiente de alto pH.
- b) Por frente de cloruros se entiende la posición de la interface entre una región contaminada por un cierto nivel de cloruros, suficiente para despasivar la armadura en aquella condición específica y una región contigua donde el nivel de cloruros todavía no alcanza el nivel suficiente para despasivar. Este contenido de cloruros varía en función de varios condicionantes entre el 0,05 y el 1% del peso del cemento. El hecho de que el frente de carbonatación o un cierto nivel de cloruros hayan alcanzado la armadura y teóricamente la haya despasivado, no significa necesariamente que a partir de ese momento habrá corrosión importante. Ese período de tiempo, no obstante, es un período que debe ser tenido en cuenta al proyectar la estructura, en aras de la seguridad.
- c) Un período de tiempo que va desde el momento en que aparecen manchas en la superficie del concreto, u ocurren fisuras en el concreto de recubrimiento, hasta cuando se presenta el desprendimiento del recubrimiento. A este período se asocia la vida útil de servicio o de utilización de la estructura. Este período es muy variable y depende de cada caso en especial, pues ocurre que, en ciertas construcciones, es inadmisibles que la estructura presente manchas de corrosión o fisuras. En otros casos sólo la caída de pedazos de concreto, que ponga en peligro la integridad de las personas, puede ser considerada como el momento a partir del cual se debe considerar cumplida la vida útil de servicio de la estructura.
- d) Un período de tiempo que va hasta la ruptura o colapso parcial o total de la estructura. A este período de tiempo se asocia la llamada vida útil última o total. Corresponde al período de tiempo para el cual habrá una reducción significativa de secciones resistentes de la armadura o una pérdida importante de adherencia concreto-refuerzo, acarreado el colapso parcial o total de la estructura.

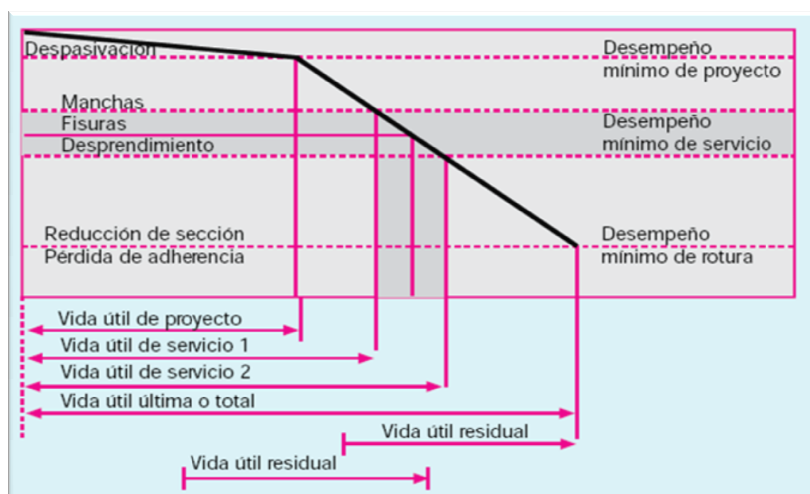


Figura 3 Concepto de vida útil de las estructuras de concreto en función del fenómeno de la corrosión del refuerzo

2.5 PRINCIPALES ATAQUES PRODUCIDOS EN EL CONCRETO

2.5.1 ATAQUE POR CONGELACION

En concretos húmedos, expuestos a temperaturas menores de 0°C , puede presentarse agrietamiento debido a la presión Interna que se desarrolla en los poros capilares de la pasta como resultado del paso del agua al hielo, con aumento del volumen del orden del 9% durante el proceso de congelación de ésta.



Figura 4 Ataque por congelamiento de una losa

Los esfuerzos producidos por el cambio de Estado Líquido a Sólido dan lugar a agrietamiento y deterioro de la pasta si no se toma las medidas adecuadas.

2.5.2 ATAQUES QUÍMICOS

A) ATAQUE POR ACIDOS

Siendo el concreto químicamente básico, con un pH del orden de 13, puede ser atacado por medios ácidos, con pH menor de 7, los cuales reaccionan con el hidróxido de calcio, de la pasta produciéndose compuesto de calcio soluble de agua.

B) ATAQUE POR BASES

Las bases son compuestos químicos que desprenden iones hidróxido en solución en agua. Ejemplo de bases son, el hidróxido de sodio o soda cáustica y el hidróxido de amonio o amoniaco. Si estos hidróxidos penetran en el concreto y se encuentran en una zona determinada se produce daño físico por cristalización y expansión a partir de la reacción entre el hidróxido y el bióxido de carbono, proveniente del aire.

C) ATAQUE POR SALES

Las sales son compuestos químicos derivados de ácidos o bases, formadas de la reacción entre ellos. Usualmente son solubles en agua. Los cloruros y nitratos de amonio, magnesio, aluminio, hierro, atacan al concreto, siendo el más peligroso el de Amonio.

D) ATAQUE POR AGUA

a) ATAQUE POR AGUA PURA

Las aguas puras conocidas como aguas blandas, atacan el concreto por disolución de la pasta al actuar sobre el Hidróxido de calcio libre. Adicionalmente los silicatos, aluminatos, y ferritos de calcio son descompuestos por disolución del Hidróxido de calcio.

b) ATAQUE POR AGUAS CASI PURAS

Las aguas del manantial, generalmente libres de sales, pueden volverse ácidas debido a la formación de ácido carbónico derivado del bióxido de carbono presente en la atmósfera transformándose en corrosivas al concreto, especialmente si éste es pobre o permeable.

E) ATAQUE POR AGUAS DE PANTANO

Las aguas de pantano pueden contener elementos tales como ácido carbónico o húmico, sulfatos solubles, ácidos sulfúrico libre, o combinación de éstos. La acción del ácido sulfúrico y ácido carbónico ya ha sido explicada. El ácido húmico, producido por el proceso de descomposición de la vegetación, ataca fundamentalmente a la superficie del concreto al formarse humato de calcio.



Figura 5 Pérdida de sección de acero útil.



Figura 6 Pérdida de sección de acero útil.

F) ATAQUE POR AGUA DE MAR

La destrucción del concreto por acción del agua de mar es debida a uno o varios de los siguientes factores:

- a) Acción mecánica del oleaje.
- b) Evaporación provocada por el viento lo cual deposita las sales por encima del nivel de baja marea.
- c) Diferencia de mareas que favorece la acción destructiva debido a la cristalización de sales.
- d) Reacción química entre las sales del agua y el concreto, la cual favorece a la corrosión del acero de refuerzo.
- e) Los organismos marinos y los productos de su actividad biológica.
- f) La acción destructiva debido a la corrosión y expansión del acero de refuerzo.

G) ATAQUE POR AGUA DE DESAGÜE

Bajo condiciones de alta concentración de aguas de desagüe, baja velocidad de flujo, y alta temperatura en la tubería de desagüe, se puede generar en ésta hidrogeno, sulfurado como resultado de la acción oxidante de las bacterias anaeróbicas sobre los compuestos de azufre presentes en el desagüe.

Entre hidrógenos sulfurados se condensa en las superficies húmedas por encima del agua y es oxidado, por las bacterias aeróbicas, a anhídrido sulfuroso y luego a anhídrido sulfúrico, el cual en presencia de la humedad forma el altamente corrosivo ácido sulfúrico y destrucción del concreto.

El concreto atacado presenta un revestimiento de color blanco amarillento sobre su superficie escamosa, la misma que sufre un descascamiento intermitente que puede producir ablandamiento y desprendimiento del agregado.

2.5.3 ATAQUES POR GASES**A) ATAQUE POR ANHIDRIDO CARBÓNICO**

Si una concentración adecuada de bióxido de carbono, o anhídrido carbónico toma concentración con el concreto la superficie de éste puede ser seriamente afectada, variando la magnitud y profundidad del ataque, con la concentración de gas, temperatura ambiente, y humedad relativa.

La superficie afectada se tornará blanda y pulverulenta, no pudiendo el daño ser reparado por subsecuente curado o tratamiento.

B) ATAQUE POR ANHIDRIDO SULFUROSO

El anhídrido sulfuroso, producido por la combustión del petróleo o carbón tiene poco o ningún efecto sobre el concreto.

En combinación con el agua forman ácido sulfuroso el cual reaccionan gradualmente con el oxígeno del aire para formar ácido sulfúrico. Ambos ácidos corroen el concreto.

2.5.4 ATAQUES POR SULFATOS

Los sulfatos de calcio, sodio, potasio y magnesio son responsables de algunos de los

160 Investigaciones experimentales y propuesta de diseño sísmico para la mampostería de adobe confinado.

más destructivos ataques al concreto. El ataque se presenta en forma de expansión debida a la formación de productos sólidos cuyo volumen es mayor que el de las sales que entran en la reacción.

El sulfato de sodio reacciona con el aluminato de calcio hidratado para producir etringita con aumento de volumen. Igualmente reacciona con el Hidróxido de calcio para producir yeso cuyo volumen es el doble de los sólidos iniciales.

2.5.5 ATAQUE POR SUSTANCIAS ORGANICAS.

Los ácidos orgánicos, acético presenta en el vinagre, láctico presente en leche agria y butírico presente en las grasas agrias atacan al concreto con una severidad que dependen de la concentración y temperatura.

El formaldehído en solución acuosa se oxida para formar ácido fórmico el cual es corrosivo al concreto. El ácido tánico y los fenoles son medianamente corrosivos. Los ácidos palmítico, esteárico y oleico, presentes en aceites y grasas, tienen acción corrosiva que los aceites animales. Los aceites vegetales pueden producir deterioro lento de las superficies del concreto. Los aceites animales rancios son corrosivos. Los aceites de pescado pueden ser más corrosivos aun que los aceites animales.

2.5.6 ATAQUES POR REACCIÓN DEL AGREGADO.

A) ATAQUE POR REACCIÓN ÁLCALI – SILICE

Se han observado, desde 1940, expansiones en estructuras de concreto preparadas con el mismo cemento y diferentes tipos de agregados, o con el mismo agregado y diferentes tipos de cementos, concluyéndose que algún constituyente de ciertos cementos reaccionaba con algún tipo de elementos de ciertos agregados, produciendo expansiones excesivas y el correspondiente deterioro del concreto.

Los estudios han demostrado que los agentes responsables del cemento eran los óxidos de sodio y de potasio que al reaccionar con algún tipo de elemento de ciertos agregados, producían silicatos alcalinos que, debido a la naturaleza semipermeable de la pasta, producían presiones osmóticas con posterior destrucción del concreto.

Los estudios igualmente han demostrado que la reacción se produce siempre que los contenidos de óxido de sodio y potasio sean mayores de 0.6% en peso del cemento y los agregados contengan alguna forma reactiva de sílice. Las manifestaciones típicas del deterioro del concreto debido a la reacción álcali-sílice son: expansión; fisuramiento; exudación del gel a través de los poros o fisuras formando escamas endurecidas o cordones duros sobre la superficie; zonas de reacción en las partículas de agregado afectadas en el concreto; y en algunos casos ampollas en la superficie del mismo.

B) ATAQUE POR REACCIÓN CEMENTO – AGREGADO

Se han presentado expansiones excesivas, acompañados de agrietamientos importantes, en concretos preparados, agregados gruesos de pequeño tamaño y altamente silicosis, a los que se conocen como “arenosos – gravosos” y que se presentan feldespatos y granitos de grano grueso como constituyentes importantes.

Estos agregados arenosos – gravosos presentan composición diversa y diferencias expansivas que permiten concluir que el tipo de agrietamiento producido es causado por reacciones fundamentalmente diferentes de aquellas involucradas en la reacción álcali – sílice.

Los concretos afectados por esta reacción suelen contener partículas reactivas con los álcalis, presentándose gel similar al hallado en la reacción álcalis – sílice, aun cuando no hay correlación entre la extensión del agrietamiento y el contenido de álcalis del cemento, habiéndose observado con excesiva expansión. Y el consiguiente agrietamiento en mezclas con cemento cuyo contenido de álcalis era solo del 0.17 % expresado como óxido de sodio.

C) ATAQUE POR REACCIÓN ÁLCALI-AGREGADOS CARBONATADOS

Se han encontrado expansión excesiva y fisuramientos en concretos recién colocados en los que se había empleado agregado grueso proveniente de rocas dolomíticas carbonatadas, apreciándose que la expansión se incrementa con el contenido de álcalis del cemento.

En general, las rocas expansivas están en el grupo calizas dolomíticas en las que el 50% al 90% de los carbonatos escalcitan mineral y contienen arcilla, la matriz es de grano extremadamente fino y su textura consiste en pequeños rombos de dolomita aislados y diseminados en una matriz de arcilla y calcita finamente dividida.

2.5.7 ATAQUES POR DESGASTE SUPERFICIAL.

A) DESGASTE POR ABRASION

La abrasión del concreto es definida como el desgaste de su superficie debido a procesos de fricción o rozamiento. Si bien las partículas arrastradas por el viento pueden tener efecto abrasivo sobre las superficies del concreto, la más importante causa de abrasión de pisos y pavimentos es producida por el paso de personas, circulación de vehículos o rodadura de objetos o maquinas.

Entre los factores que disminuyen la resistencia del concreto a la acción de agentes abrasivos se pueden indicar; la exudación del concreto; su resistencia a la compresión; las propiedades de los agregados; los procedimientos de acabado; el procedimiento y tiempo de curado.

B) DESGASTE POR EROSIÓN

La erosión es definida como el deterioro causado por la acción abrasiva de fluidos o sólidos en movimiento. La resistencia a la erosión es importante en estructuras hidráulicas en la que el concreto está sometido a la acción abrasiva del agua en movimiento la cual transporta partículas sólidas. La acción de choque, deslizamiento o rozamiento de tales partículas puede causar desgaste superficial del concreto. La magnitud de la erosión depende del número, velocidad, tamaño, perfil, densidad y dureza de las partículas en movimiento por unidad de tiempo.

C) DESGASTE POR CAVITACIÓN

Se define como cavitación a la erosión progresiva del concreto originada por el flujo no lineal de aguas limpias a velocidades sobre los 12 m/seg.

El origen de la cavitación está en que, cuando se forman en aguas en movimiento, burbujas de vapor ellas fluyen conjuntamente con el agua. Cuando ingresan a una región de alta presión colapsan con un gran impacto. A este proceso de formación de burbujas de vapor y su posterior colapso se le conoce como cavitación. La energía que se libera durante este colapso puede ser lo suficientemente grande como para desgastar grandes áreas de la superficie del concreto en tiempos comparativamente pequeños.

2.5.8 ATAQUE POR ALTAS TEMPERATURAS

El concreto puede estar sometido a altas temperaturas mayores que las normales en aquellos casos en que es utilizado en la construcción de chimeneas, conductos de gas caliente, pantallas contra radiación, o fuego accidental producto de un incendio.



Figura 7 Estado de una estructura después de sufrir un incendio.

Aspectos importantes del ataque al concreto son disminución de la resistencia; alargamiento de la longitud inicial; considerable expansión permanente; disminución del módulo de elasticidad y dureza; descomposición del agregado con liberación del cal libre; descascaramiento superficial, todo ello con posible expansión y fisuramiento y desprendimiento de trozos de concreto.

2.5.9 ATAQUE POR RADIACIONES

La protección en las centrales nucleares de los efectos dañinos de las radiaciones, ya sean ellas partículas alfa o beta, protones, rayos gama o neutrones, se obtiene utilizando pantalla de concreto.

De las enunciadas las radiaciones más penetrantes son las gammas y los neutrones rápidos, considerándose que una pantalla de concreto que es efectiva para el control de ambos, también lo es para los otros tipos de radiaciones.

3. DESCRIPCION DEL PROYECTO

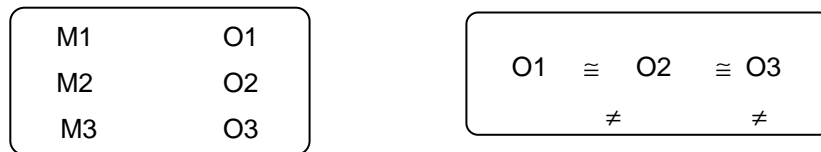
3.1 TIPO DE INVESTIGACION

La investigación realizada fue de Tipo Descriptiva Comparativa.

3.2 DISEÑO DE INVESTIGACION

El diseño seleccionado a emplearse en el presente estudio, es el diseño Descriptivo

Comparativo de 3 muestras, el cual responde al siguiente esquema:



Donde:

M1, M2, M3 representan a cada una de las muestras:

- ✓ **M1** = muestra de las obras de concreto armado recolectada en el P.J. Primero de Mayo (Zona I).
- ✓ **M2** = muestra de las obras de concreto armado recolectada en el P.J. Villa María (Zona II).
- ✓ **M3** = muestra de las obras de concreto armado recolectada en la Urb. El Trapecio (Zona III).

O1, O2, O3 es la información u observaciones recolectada en cada una de dichas muestras. De O1 a O3 en la parte lateral del diagrama, nos indica las comparaciones que se llevan a cabo entre cada una de las muestras, pudiendo estas observaciones, resultados, información ser: iguales ($=$), diferentes (\neq), o semejantes (\equiv) con respecto a la otra.

3.3 POBLACION Y MUESTRA DE ESTUDIO.

Población: Conformada por todas las Obras de Concreto Armado en las 3 zonas de Estudio: P.J. Primero de Mayo, P.J. Villa María, y Urb. El Trapecio de la Provincia de Chimbote.

Muestra: La muestra se seleccionará al azar, consistiendo en 15 obras de concreto armado de cada zona de estudio, obteniéndose un total de 45 obras estudiadas.

3.4 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS.

- a) Elaboración de una Ficha de Inspección Visual General de la Estructura.
- b) Elaboración de cuadros Estadísticos de cada Zona inspeccionada.
- c) Elaboración de cuadros comparativos de las zonas inspeccionadas.

3.5 PROCEDIMIENTO DE RECOLECCION DE DATOS

Coordinación con los Dirigentes de cada zona para facilitar el acceso a las obras.
 Contacto con los propietarios para realizar la Inspección Visual General de la Estructura Y
 Aplicación de las Fichas de Inspección Visual, acompañado del Registro Fotográfico de Daños.

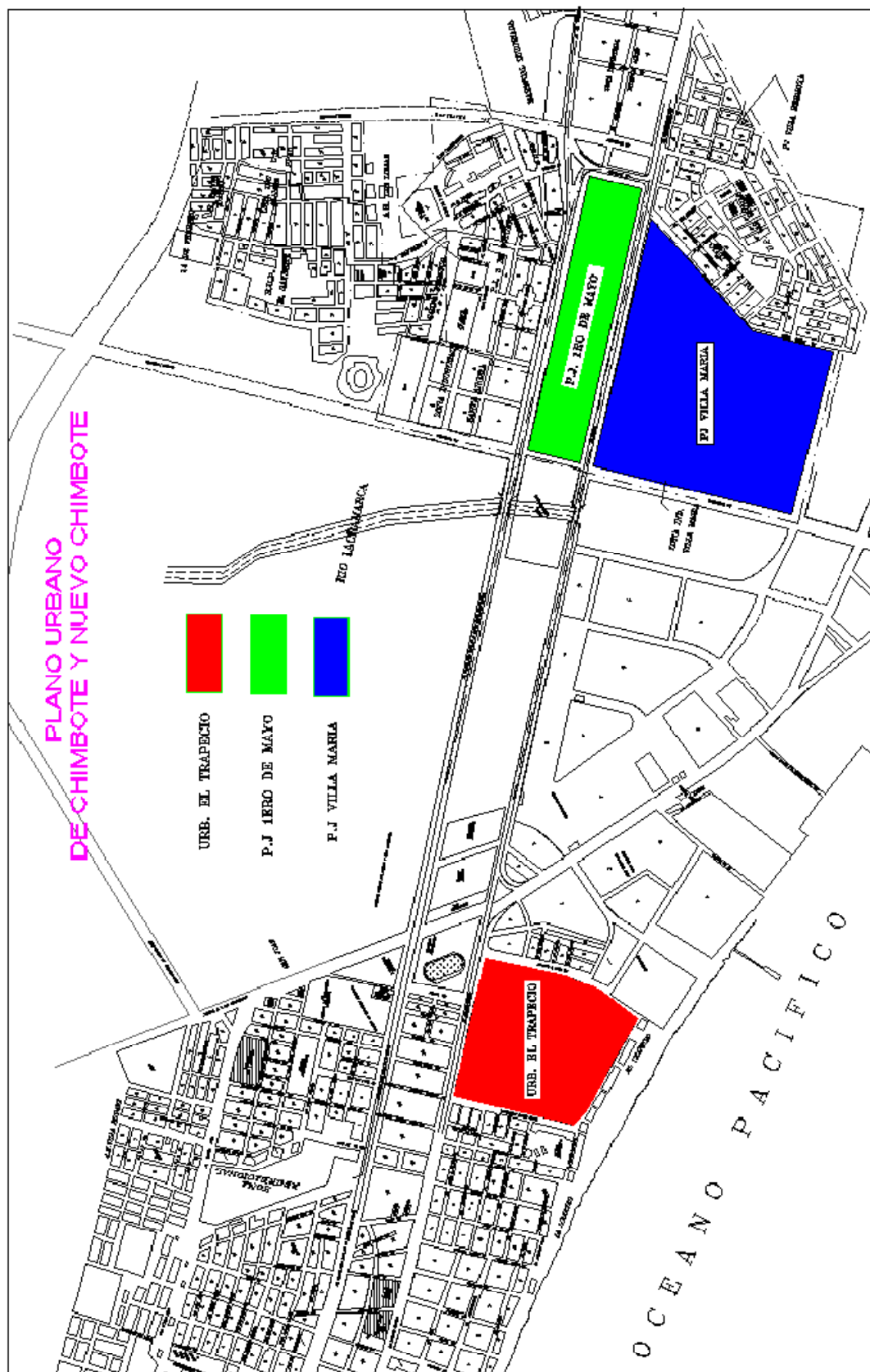




Figura 8 Identificación de Mancha de Humedad, en la vivienda V-3 (Av. Brasil P-9) de PJ. Villa María. Se manifiesta que, la mayoría de viviendas sufren de este peculiar daño.



Figura 9 Identificación de Grietas, en la vivienda V-9 (Mza G- Lote 18) de la Urb. Trapecio. La presencia de estos daños, son en menor proporción, comparándolos con otras viviendas.



Figura 10 Identificación de Eflorescencia, en la totalidad de las viviendas del PJ 1er de Mayo y PJ Villa María, en cambio en gran cantidad en la zona de Urb. El Trapecio.

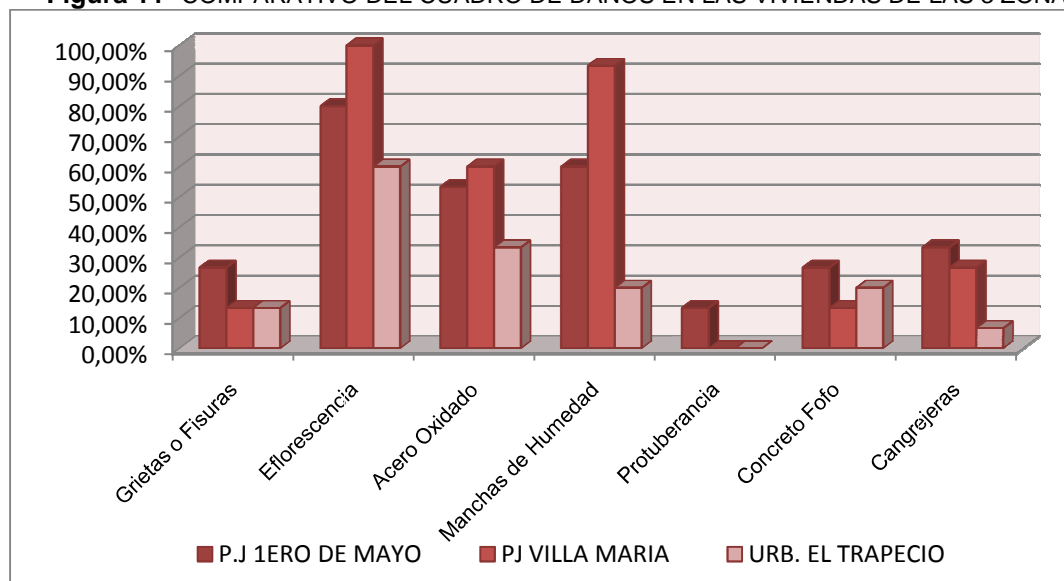


Figura 11 Identificación de Acero Oxidado, en la vivienda V-2 (Mza J- Lote 08) de la Urb. Trapecio. Se evidencia un porcentaje mayor al 60%, en cada una de las tres zonas de estudio.

4. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS Y CUADROS.

Tabla 1. COMPARATIVO DEL CUADRO DE DAÑOS EN LAS VIVIENDAS DE LAS 3 ZONAS

COMPARATIVO DE RESULTADOS				
CUADRO DE DAÑOS				
CODIGO	DAÑO	ZONA I P.J. 1ero DE MAYO	ZONA II P.J. VILLA MARIA	ZONA III URB. EL TRAPECIO
A	Grietas o Fisuras	26.67%	13.33%	13.33%
B	Eflorescencia	80.00%	100.00%	60.00%
C	Acero Oxidado	53.33%	60.00%	33.33%
D	Manchas de Humedad	60.00%	93.33%	20.00%
E	Protuberancia	13.33%	0.00%	0.00%
F	Concreto Fofa	26.67%	13.33%	20.00%
G	Cangrejas	33.33%	26.67%	6.67%

Figura 11 COMPARATIVO DEL CUADRO DE DAÑOS EN LAS VIVIENDAS DE LAS 3 ZONAS**Tabla 2.** COMPARATIVO DEL CUADRO DE EDADES DE LAS VIVIENDAS EN LAS 3 ZONAS

COMPARATIVO DE RESULTADOS			
CUADRO DE EDADES			
EDAD (años)	ZONA I P.J. 1ero DE MAYO	ZONA II P.J. VILLA MARIA	ZONA III URB. EL TRAPECIO
0-10 AÑOS	20.00%	0.00%	13.33%
11-20 AÑOS	33.33%	40.00%	53.33%
21-30 AÑOS	46.67%	53.33%	13.33%
31-40 AÑOS	0.00%	6.67%	20.00%
41-50 AÑOS	0.00%	0.00%	0.00%
51-60 AÑOS	0.00%	0.00%	0.00%

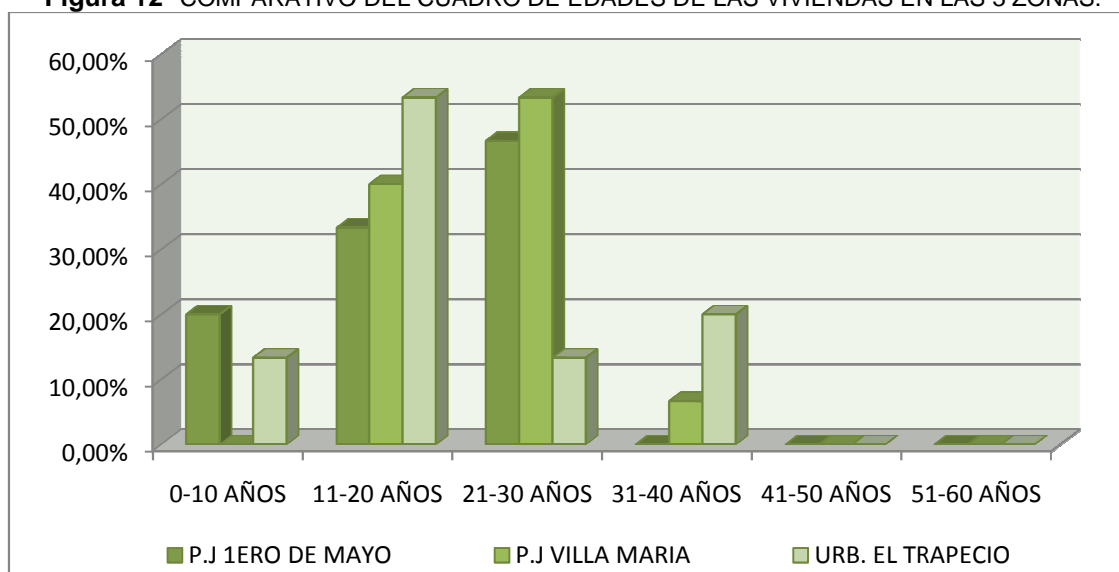
Figura 12 COMPARATIVO DEL CUADRO DE EDADES DE LAS VIVIENDAS EN LAS 3 ZONAS.

Tabla 3. COMPARATIVO DEL CUADRO DE EXISTENCIA DE CORROSION DEL ACERO EN LAS VIVIENDAS EN LAS 3 ZONAS DE ESTUDIO

COMPARATIVO DE RESULTADOS			
CUADRO DE EXISTENCIA DE CORROSIÓN DE ACERO			
CORROSIÓN	ZONA I P.J. 1ero DE MAYO	ZONA II P.J. VILLA MARIA	ZONA III URB. EL TRAPICIO
NO HAY PRESENCIA DE CORROSIÓN	46.67%	33.33%	66.67%
PRESENCIA DE ÓXIDO	6.67%	20.00%	13.33%
PRESENCIA DE CORROSIÓN	13.33%	20.00%	6.67%
PRESENCIA GRAVE DE CORROSIÓN	33.33%	26.67%	13.33%

Figura 13 COMPARATIVO DEL CUADRO DE EXISTENCIA DE CORROSION DEL ACERO EN LAS VIVIENDAS EN LAS 3 ZONAS DE ESTUDIO.

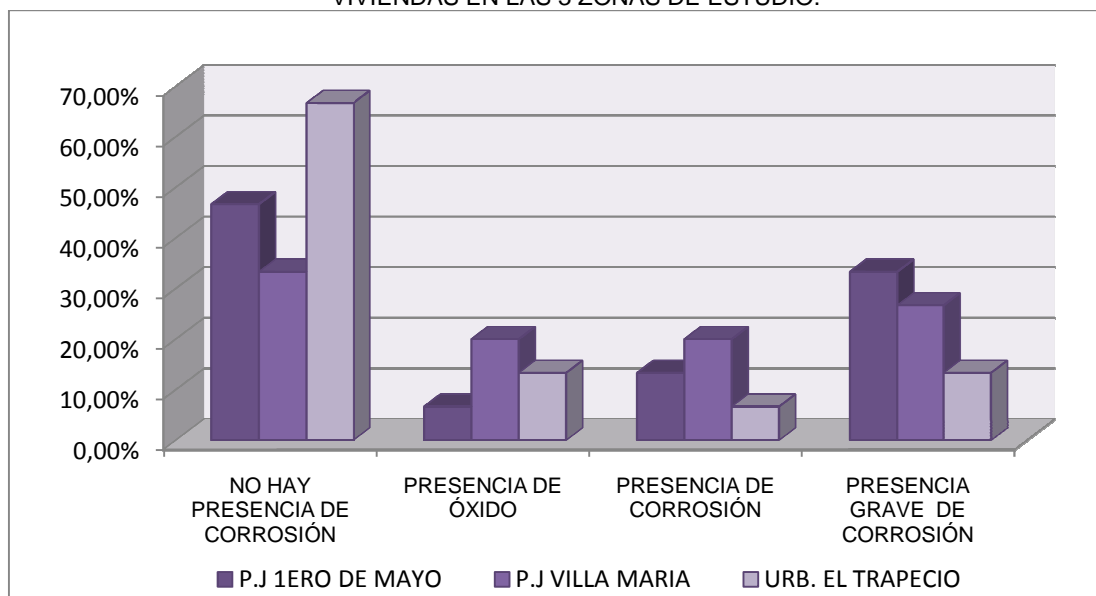
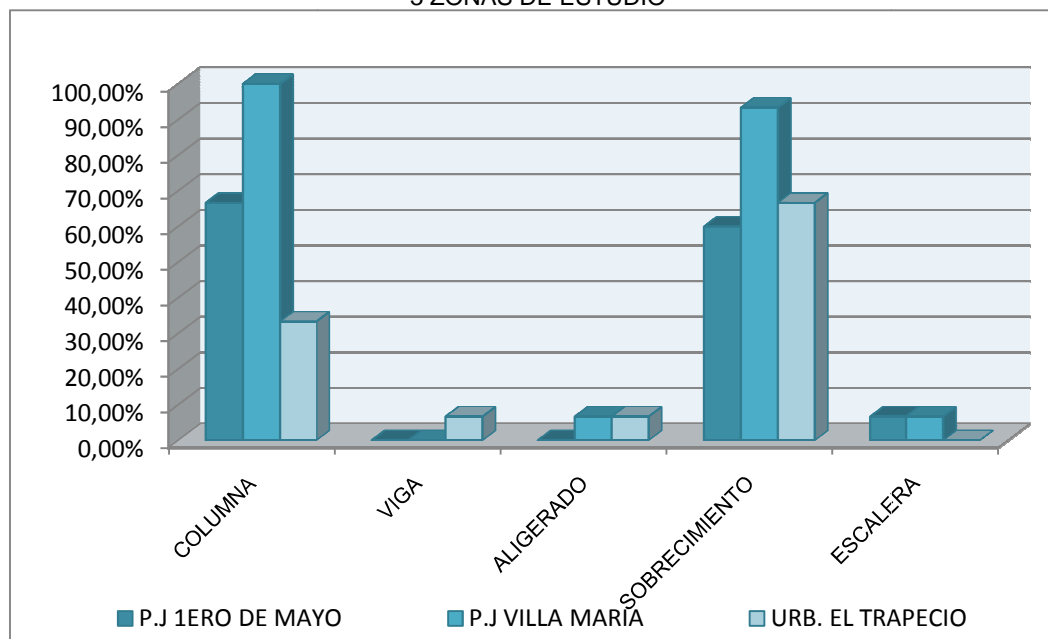


Tabla 4. COMPARATIVO DEL CUADRO DE ELEMENTOS DAÑADOS DE LAS VIVIENDAS EN LAS 3 ZONAS DE ESTUDIO

COMPARATIVO DE RESULTADOS			
CUADRO DE ELEMENTOS DAÑADOS			
ELEMENTOS	ZONA I P.J. 1ero DE MAYO	ZONA II P.J. VILLA MARIA	ZONA III URB. EL TRAPICIO
COLUMNA	66.67%	100.00%	33.33%
VIGA	0.00%	0.00%	6.67%
ALIGERADO	0.00%	6.67%	6.67%
SOBRECIMIENTO	60.00%	93.33%	66.67%
ESCALERA	6.67%	6.67%	0.00%

Figura 14 COMPARATIVO DEL CUADRO DE ELEMENTOS DAÑADOS DE LAS VIVIENDAS EN LAS 3 ZONAS DE ESTUDIO

5. INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS

COMPARATIVO FINAL

Al realizar una comparación entre las Zonas en estudio, se obtuvieron los siguientes resultados:

En el figura 11, podemos observar que los daños que predominan en las zonas estudiadas fueron: grietas o fisuras predominan en la Zona I en un 26.67%, Eflorescencia predomina en la Zona II en un 100%, Acero oxidado predomina en la Zona II en un 60%, manchas de humedad predominan en la Zona II en un 93.33%, Protuberancia de concreto predomina en la Zona I en un 13.33%, Concreto Fofo predomina en la Zona I en un 26.67%, y Cangrejeras predomina en la Zona I en un 33.33%.

En el figura 12, podemos observar que las edades de construcción que predominan en las zonas estudiadas fueron: De 0 a 10 años predomina en la Zona I en un 20%, De 11 a 20 años predomina en la Zona III en un 53.33%, De 21 a 30 años predomina en la Zona II en un 53.33%, y De 31 a 40 años predomina en la Zona II en un 20%.

En el figura 14, podemos observar que la Existencia de Corrosión en el Acero que predominan en las zonas estudiadas fueron: No hay presencia de Corrosión predomina en la Zona III en un 66.67%, Presencia de Óxido predomina en la Zona II en un 20%, Presencia de Corrosión predomina en la Zona II en un 20%, Presencia Grave de Corrosión predomina en la Zona I en un 33.33%.

En el figura 15, podemos observar que los Elementos Dañados que predominan en las zonas estudiadas fueron: Daños en Columna predominan en la Zona II en un 100%, Daños en Viga predomina en la Zona III en un 6.67%, Daño en el Aligerado predominan en las Zonas II y III en un 6.67%, Daño en el Sobrecimiento predomina en la Zona II en un 93.33%, y Daños en la Escalera predominan en las Zonas I y II en un 6.67%.

170 Investigaciones experimentales y propuesta de diseño sísmico para la mampostería de adobe confinado.

6. CONCLUSIONES

Los Efectos de la Corrosión sobre el Acero de Refuerzo consiste en la pérdida de la sección y disminución de su resistencia mecánica.

Los Efectos de la Corrosión sobre el Concreto consiste en manchas, grietas y desprendimientos o deslaminaciones en la superficie.

Estos efectos condicionan la durabilidad de una estructura de concreto armado.

El concreto armado es un material mixto que optimiza las propiedades del acero y del concreto, poniendo a disposición de arquitectos e ingenieros civiles un material de elevada resistencia mecánica y al fuego, de bajo costo, adaptable a varias formas geométricas.

Una estructura de concreto armado, bien diseñada y fabricada de acuerdo a los códigos de buena práctica debería tener una durabilidad ilimitada.

En las situaciones en las que la corrosión compromete la durabilidad de una estructura, el estado actual del conocimiento, permite su diagnóstico y la aplicación de métodos eficaces de prevención, corrección, reparación, rehabilitación y control.

Para las estructuras nuevas, se deberá tener mucho cuidado en los agregados y el agua que se usarán para la producción del concreto. La cantidad elevada por daño por Eflorescencia nos indica la presencia de agregados contaminados.

El P.J. Villa María es la zona más crítica debido a los índices altos de daños y fallas que presentan las estructuras en esta zona.

7. RECOMENDACIONES

Como se podrá deducir es importante tomar medidas preventivas para evitar o postergar al máximo, la corrosión; los principales métodos de protección y control de corrosión se basan en eliminar algunos de los cuatro elementos que conforman la celda de corrosión (ánodo, cátodo, conductor iónico, conductor electrónico). Debido a esto hemos creído conveniente subdividir las recomendaciones en 3 etapas: Antes del Proceso Constructivo, Durante el Proceso Constructivo y Después de la Construcción, este último abarca las recomendaciones para la reparación.

7.1 ANTES DEL PROCESO CONSTRUCTIVO:

Analizar las condiciones del suelo y del agua subterránea, en caso donde se tenga nivel freático alto, a fin de determinar las concentraciones de sulfatos y sales existentes, evaluando la posible magnitud del ataque químico.

Se recomienda que los ensayos necesarios y los análisis químicos sean efectuados por un técnico experto. Porque la experiencia juega un rol muy importante en la interpretación de los resultados.

Se deberá tener en cuenta el control de calidad de los materiales, los agregados gruesos y finos deberán tener los requisitos necesarios mediante el ensayo del laboratorio para su mejor resistencia de cada uno de los materiales.

Evitar drásticamente el uso de cloruros o la presencia de estos en los componentes del concreto. Así, como no se debe usar cloruro de calcio como aditivo acelerante. Tampoco debe

usarse agua de mar para el mezclado del concreto armado, por eso es recomendable realizar un análisis químico del agua que se empleará en el concreto, verificando que cumpla con las normas respectivas.

7.2 DURANTE EL PROCESO CONSTRUCTIVO:

Se deberá tener en cuenta la protección adecuada de la cimentación, ya que de esto dependerá la durabilidad y protección contra los efectos de corrosión. Además dependerá de algunos parámetros como el nivel freático y el tipo de suelo, por eso es recomendable impermeabilizar por completo la superficie de la cimentación utilizando impermeabilizantes.

El curado del concreto se debe llevar a cabo durante un periodo mayor que el normal, no debe ser menor de 14 días siendo lo recomendable un periodo de 28 días.

Muy importante considerar también la compactación o el vibrado del concreto para que tenga una distribución homogénea de la mezcla.

Se recomienda un recubrimiento mínimo sobre el acero de refuerzo de 4 a 5 centímetros de concreto.

Usar concretos densos de baja permeabilidad esto significa utilizar relaciones de agua cemento bajas o lo que es lo mismo, resistencias altas. Hoy en día se recomienda que la relación agua cemento en concretos expuestos no debe ser mayor de 0.50 lo que significa resistencias características no menores de 245 kg/cm², en obras marinas o vecinas al mar la resistencia característica mínima debe ser de 280 Kg/cm².

También es recomendable el uso de inhibidores de corrosión que se agrega a la mezcla de concreto para proteger la armadura contra el ataque corrosivo, éste método podría ser la mejor solución en aquellos casos donde el concreto se prepara con agua salobre, también en aquellos trabajos que se ejecuten en construcciones en zonas de salpique en ambientes marinos.

7.3 DESPUÉS DE LA CONSTRUCCIÓN (Reparación de la Estructura)

En estructuras existentes dependerá en gran medida del diagnóstico de la patología determinada. En general puede ser:

Revestimientos hidrófugos, que son materiales a base de silicona que no solo repelen la humedad y resisten el desgaste, sino que permiten al concreto respirar naturalmente. Al aplicarse sobre la superficie la penetran impregnándose en ella.

El uso de pinturas protectoras aplicados sobre el concreto en forma líquida formando una capa protectora (epóxicos, acrílicos y poliuretanos).

También puede aplicarse protección directa sobre el acero, tales como:

- a) Recubrimientos.- Lijado y pintado de la armadura con recubrimientos epóxicos y también galvanizados de la armadura. El recubrimiento epóxico protege por barrera, de allí que cualquier poro y daño del revestimiento es muy perjudicial para la protección del acero.
- b) Protección catódica.- Este sistema es el único que se puede considerar como de verdadero control de la corrosión, ya que permite que la armadura se comporte como cátodo. La protección por ánodos de sacrificio implica la conexión entre el refuerzo y un

172 Investigaciones experimentales y propuesta de diseño sísmico para la mampostería de adobe confinado.

material más activo que el acero. el cual actuaría como el ánodo (en la práctica ánodos de aluminio o zinc).

El problema de los daños en una edificación por corrosión debe enfrentarse:

- a) Hacer una visita de inspección.
- b) Realizar un levantamiento de daños, para luego hacer un diagnóstico.
- c) Evaluar su gravedad de la edificación.
- d) Hacer la reparación y dar un tratamiento posterior para que se detenga el efecto de corrosión y en todo caso para que no ocurra la corrosión.

En general cualquier método de reparación es la eliminación del concreto dañado y su reconstitución.

Si se requiere se hará un incremento de la sección de concreto por un mejorado material de reparación, la colocación puede ser de las siguientes maneras: (a mano, usando encofrados); esto dependerá también de los materiales elegidos para la reparación como la extensión y la localización de la zona a reparar.

Se elegirá también si la reparación va ser extensa o limitada en las zonas que aparecen dañadas, es decir, si se realizara UN PARCHEO, por otro lado se debe tener en cuenta que, los efectos estéticos se aplicara una pintura de acabado. Debemos recalcar que la apariencia que tendrá la parte reparada comparada con la sana va ser muy difícil de igualar los colores del concreto antiguo y nuevo.

REFERENCIAS

1. Casabonne R. Carlos "Corrosión en Obras Marinas", organizado por el A.C.I., Lima. Octubre 1993, Pág. 1,20.
2. Corzo Aliaga Agustín Víctor, Tesis "Corrosión en estructuras de Concreto Armado" – 1994.
3. Díaz Isabel – Quezada Gaby - Pasquel Enrique, "Diagnóstico y Reparación de Estructuras de Concreto Armado Atacadas por Corrosión" ACI PERU 1era Edición 2002, Pág.1, 9.
4. Instituto de Corrosión y Protección – PUCP, Archivo de Casos Prácticos.
5. Oladis de Rincón, Aleida de Carruyo, Carmen Andrade, Paulo Helene e Isabel Díaz (Eds), Red DURAR, Sub-Programa XV, CYETD – "Manual de Inspección, Evaluación y diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armado, 1997, 1ª Edición, Pág. 1,47.
6. Rivera Feijoo, Julio "Experiencias Constructivas en la Reparación de Estructuras de Concreto Armado", organizado por el A.C.I., Lima. Octubre 1993, Pág. 1,20.
7. S. Feliz, C. Andrade (Coord.) - Consejo Superior de investigaciones Científicas Corrosión y Protección de materiales "Manual Inspección de Obras dañadas por Corrosión de Armaduras", CSIC, Madrid 1988, Pág.6,36.

DISEÑO E IMPLEMENTACIÓN DEL SEGURO DE RIESGO SÍSMICO PARA CUBRIR LOS EDIFICIOS PRIVADOS A TRAVÉS DE UNA ESTRATEGIA DE SUBSIDIO CRUZADO

M.C. Marulanda

Universidad Politécnica de Cataluña. Campus Norte UPC, C/ Jordi Girona 1-3, Edificio C1,
08034 Barcelona, España.
mmarulan@cimne.upc.edu

O.D. Cardona

Universidad Nacional de Colombia, Campus Palogrande. IDEA, Cra. 27 No. 64-60,
Manizales, Colombia.
odcardona@unal.edu.co

M.G. Mora

Universidad Politécnica de Cataluña. Campus Norte UPC, C/ Jordi Girona 1-3, Edificio C1,
08034 Barcelona, España.
mgmora@cimne.upc.edu

A.H. Barbat

Universidad Politécnica de Cataluña. Campus Norte UPC, C/ Jordi Girona 1-3, Edificio C1,
08034 Barcelona, España.
alex_barbat@upc.edu

RESUMEN

Este artículo describe cómo un modelo de riesgo catastrófico –basado en métricas como la Pérdida Máxima Probable y la Pérdida Anual Esperada – ha sido utilizado para estimar, edificio por edificio, las pérdidas probables de diferentes portafolios de elementos expuestos. Igualmente explica el diseño del instrumento de transferencia de riesgo para cubrir las edificaciones privadas en Manizales, Colombia, que no sólo ha promovido la cultura del seguro sino que cubre a los propietarios de más bajos ingresos a través de una estrategia de subsidio cruzado. Este instrumento es un seguro voluntario colectivo promovido por la administración de la ciudad y la industria aseguradora, cuyo pago se realiza mediante la factura del impuesto predial. El programa proporciona protección financiera no solo a los que suscriben el seguro a través del pago de la prima incluida en el formulario del impuesto predial sino también a los individuos de bajos recursos que no pagan el impuesto debido a sus ingresos limitados. Adicionalmente, el seguro colectivo es útil para que el gobierno pueda acceder a recursos claves para la recuperación de los menos favorecidos y a mejorar la gestión de riesgos de desastres a nivel local.

Palabras clave: Riesgo sísmico, instrumentos aseguradores, modelo de riesgo de catástrofe, pérdida máxima probable, pérdida anual esperada, prima de riesgo.

SUMMARY

This paper discusses how a catastrophe risk model –based on metrics such as the Probabilistic Maximum Loss and the Average Annual Loss– has been used to estimate, building

by building, the probabilistic losses of different portfolios of exposed elements. It also explains how a risk transfer instrument to cover the private housing in Manizales, Colombia, was designed, promoting the insurance culture and covering the low-income homeowners through a cross-subsidy strategy. This instrument is a voluntary collective insurance promoted by the city administration and the insurance industry, using the mechanism of the property-tax payment. The program provides financial protection not only to the estate-tax payers but also to the low-income homeowners that cannot pay the tax due to their income limitations. This collective insurance helps the government to access key resources for low-income householder recovery and improve disaster risk management at local level.

Keywords: Seismic risk, insurance instruments, catastrophe risk model, probable maximum loss, expected annual loss, risk premium

1. INTRODUCCIÓN

El riesgo de los desastres no sólo depende de la posibilidad que se presenten eventos o fenómenos naturales intensos, sino también de las condiciones de vulnerabilidad que favorecen o facilitan que se desencadenen desastres cuando se presentan dichos fenómenos. La vulnerabilidad está íntimamente ligada a los procesos sociales que se desarrollan en las áreas propensas y usualmente tiene que ver con la fragilidad, la susceptibilidad o la falta de resiliencia de la población ante amenazas de diferente índole. En otras palabras, los desastres son eventos socio-ambientales cuya materialización es el resultado de la construcción social del riesgo. Por lo tanto, su reducción debe hacer parte de los procesos de toma de decisiones, no sólo en el caso de reconstrucción pos desastre, sino también en la formulación de políticas públicas y la planificación del desarrollo. Por esta razón, es necesario fortalecer el desarrollo institucional y estimular la inversión para la reducción de la vulnerabilidad con fines de contribuir al desarrollo sostenible de los países.

La identificación de las condiciones de riesgo al igual que las medidas de reducción de riesgo de desastres y la implementación de acciones de desarrollo son elementos claves para buscar un equilibrio entre los factores económicos, sociales y ambientales para lograr un desarrollo sostenible. El proceso de desarrollo debe involucrar una serie de acciones a largo plazo para lograr los objetivos propuestos. Sin embargo, la creación de una cultura de prevención no es una tarea fácil dado que los costos para la prevención o mitigación de riesgos deben ser pagados en el presente y sus beneficios se podrán obtener en un futuro lejano pero de manera intangible, pues, los beneficios son el desastre que no pasó como lo señala Kofi Annan, Secretario General de las Naciones Unidas, en 1999. Sumado a lo anterior, usualmente, previo a una catástrofe, los individuos subestiman la posibilidad de un desastre; las personas expuestas a la posibilidad de una pérdida catastrófica tienden a ignorar el evento hasta que este ocurre (Marulanda et al 2008a). Por esta razón, la incorporación formalmente del riesgo de desastre en los procesos de planificación ha sido hasta ahora muy tímida y en la mayoría de los países en desarrollo se incluyen procesos principalmente para la preparación y atención de emergencias.

Desde el punto de vista financiero, si no se valora la exposición contingente ante las amenazas naturales se limita la capacidad para evaluar qué tan deseables son las herramientas de planeamiento para hacer frente al riesgo. Por lo tanto, es esencial estimar el presupuesto tanto de la respuesta a emergencias como de recuperación y reconstrucción (Pollner, 2001; Andersen, 2002). Si no se contabilizan las pérdidas contingentes potenciales se carece de la información necesaria para considerar y evaluar alternativas ex ante necesarias para reducir o financiar dichas pérdidas (Marulanda et al 2008a; 2010a; Cardona, 2009). Es muy importante remarcar que la protección financiera debe ser una política permanente y de largo término, que puede ser más amplia de acuerdo a la conciencia que exista del riesgo, la cultura de la seguridad y la prosperidad económica (Freeman et al 2003). Dado que si bien es posible adoptar decisiones de política con cierto tipo de aproximaciones o sin estimaciones

probabilistas¹, el hecho de no cuantificar el riesgo cuando es posible hacerlo limita el proceso de toma de decisiones desde la perspectiva de la planificación física, la reducción y la financiación del riesgo. Si las pérdidas futuras no son un componente del proceso de planificación e inversión del país, es casi imposible mantener recursos presupuestarios para reducir dichos pérdidas potenciales. Es importante recordar que el aseguramiento, o en general, las estrategias de financiación del riesgo no son una medida de mitigación estrictamente hablando porque estas no reducen el daño y su objetivo es cubrir las pérdidas una vez el daño se ha materializado (Cardona et al 2008b). Sin embargo, la experiencia mundial ha demostrado que el aseguramiento tiene dos grandes ventajas: “estimula la prevención y garantiza la financiación y eficiencia en las actividades de reconstrucción post-desastre” (Vargas, 2002).

Ahora bien, la historia de los desastres en Colombia es notable debido a los eventos tanto extremos como pequeños y recurrentes que han afectado continuamente al país. Este problema socio-ambiental que tiene grandes implicaciones afecta el nivel local de una manera crónica, particularmente, a las personas con menores capacidades socio-económicas generando un efecto negativo alto en el desarrollo. En particular, en Manizales, una ciudad localizada en el centro occidente de Colombia, con aproximadamente 380 mil habitantes, presenta condiciones geológicas especiales como una alta sismicidad, presencia de fallas geológicas activas, suelos constituidos por cenizas volcánicas y no consolidados con una topografía abrupta que la hacen propensa a varios tipos de amenazas tales como sismos, deslizamientos, erupciones volcánicas, entre otras. Adicionalmente, el crecimiento demográfico y la expansión urbana en zonas de alto riesgo exacerbaban la susceptibilidad a los diferentes tipos de amenazas naturales, socio naturales y antrópicas. La persistencia de los impactos negativos por las características mencionadas previamente ha llevado a la ciudad de Manizales a crear una cultura del riesgo que se ha visto reflejada en las diversas acciones y políticas de gestión del riesgo implementadas, que se ha logrado a través de la voluntad y compromiso político y técnico de diferentes entidades e instituciones de la ciudad, sin embargo, es necesario maximizar su efectividad y desempeño para consolidar las buenas prácticas alcanzadas hasta el momento. En este orden de ideas, con el fin de cubrir las posibles pérdidas de la población así como promover e incentivar la prevención y mitigación de riesgos por amenazas naturales, socio naturales o antrópicas, la administración municipal, en conjunto con la academia y el sector privado, emprendió una serie análisis y estimaciones de posibles instrumentos financieros disponibles y convenientes para los ciudadanos, definiendo para su diseño e implementación el seguro colectivo voluntario para proteger las edificaciones tanto del sector público como privado de la ciudad. Este seguro consiste en el pago de una prima de riesgo cuya cuantía es proporcional al valor catastral de cada edificación y la cual es recaudada por medio del formulario del impuesto predial en períodos de dos meses o de un año (descuento por pago anticipado). El pago del seguro es voluntario por lo que en el pago del impuesto es posible realizar un pago extra para suscribir el seguro o mantener el únicamente el pago del impuesto (Marulanda, 2009).

El atractivo y beneficio social de este seguro colectivo consiste en que una vez un porcentaje o umbral definido del valor de los predios asegurables del área municipal –es decir, de aquellos que pagan el impuesto predial– paga la prima correspondiente, la protección del seguro se extiende a aquellos predios que por su valor y estrato social están exentos de dicho gravamen. Los predios exentos corresponden a los estratos de más bajos recursos, que son tanto propietarios como poseedores en condiciones legales de los niveles 1 y 2. La posibilidad de cubrir los estratos socio-económicos más pobres de la población y el promover, en general, la cultura del seguro en la ciudad son objetivos de especial interés de la administración municipal, cuya responsabilidad es el recaudo de las primas a través de la factura del impuesto predial. La compañía de seguros es el organismo que tiene la relación contractual directa con

¹ Lo que permite establecer pérdidas máximas probables (PMP) y la pérdida anual esperada o prima pura de riesgo resultado de la estimación de curvas de excedencia de pérdidas.

176 **Vida útil en estructuras de concreto armado desde el punto de vista de comportamiento del material.**

el asegurado, por lo tanto es quien soluciona y tramita las reclamaciones derivadas de la póliza.

Este instrumento de protección financiera se perfeccionó con base en los estudios técnicos y científicos de amenaza y riesgo sísmico que la OMPAD ha promovido desde años atrás y sin los cuales no sería posible. Con base en estos estudios se diseñó el esquema que permite hoy cubrir todos los predios exentos con bases técnicas y financieras robustas. El esquema o mecanismo de transferencia de riesgo de desastres de los edificios públicos de Manizales ha sido el resultado del desarrollo de una serie de evaluaciones usando un modelo sofisticado de riesgo catastrófico del portafolio de edificios privados constituido con fines de evaluación de primas de riesgo y pérdidas probables.

2. MODELO DE RIESGO CATASTRÓFICO.

Las metodologías existentes para el cálculo del riesgo no son muchas y se basan en el mismo enfoque. La estimación del riesgo se debe enfocar en modelos probabilistas que permitan emplear la escasa información disponible para predecir posibles escenarios catastróficos en los cuales se considere la alta incertidumbre involucrada en el análisis. En general se cuenta con una limitada cantidad de datos e información histórica acerca de eventos catastróficos, debido en algunos casos a la ocurrencia de desastres de baja frecuencia de repetición, y en otros casos a desastres con una ventana temporal de atención reciente y corta. Debido a que en los modelos son inherentes las grandes incertidumbres relacionadas con las características de la severidad y frecuencia de los eventos, así como las pérdidas causadas por dichos eventos, el modelo de riesgo está basado en formulaciones probabilistas que incorporan esta incertidumbre en el modelo de evaluación del riesgo. En consecuencia, la evaluación del riesgo debe seguir un enfoque prospectivo, anticipando eventos de ocurrencia científicamente probable que puedan presentarse en el futuro (Ordaz, 2000).

Para medir la frecuencia y la severidad de las pérdidas potenciales se utilizan métodos científicos robustos que tienen en cuenta la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos; por ejemplo sismos, huracanes, inundaciones. Adicionalmente estos modelos contienen las relaciones entre intensidad del fenómeno y los daños de los activos expuestos, también conocidas como relaciones de vulnerabilidad. A partir de estas relaciones se determina el monto de los daños que sufriría un portafolio de estructuras si un evento, en el sitio de ubicación, produjera una intensidad dada (Woo, 1999). El modelo de riesgo sísmico probabilista está basado en una secuencia de módulos: amenaza sísmica, exposición, vulnerabilidad, daño y pérdida y transferencia y retención del riesgo (Woo 1999, Grossi y Kunreuther 2005; Cardona eta 2008a/b/c/d).



Figura 1. Modelo probabilista de evaluación de riesgo catastrófico.

La figura 1 ilustra esquemáticamente los pasos necesarios para evaluar el riesgo y diseñar las alternativas de gestión y protección financiera.

El desarrollo y aplicación de modelos de riesgo catastrófico permite evaluar el riesgo de desastres debido a fenómenos naturales y más específicamente la evaluación de pérdidas máximas probables de eventos extremos en un área específica. Los modelos permiten estimar las pérdidas que una ciudad o un país tendría y, por lo tanto, son útiles para definir las responsabilidades del gobierno debido a desastres futuros. De esta forma es posible calcular los costos de reposición de las edificaciones afectadas. Entender las pérdidas probables y los costos de reconstrucción debido a sismos establece incentivos poderosos para desarrollar opciones de planeación y herramientas para manejar el riesgo tal como el seguro colectivo.

Así pues, el objetivo general de los modelos de riesgo es calcular el nivel general de exposición de infraestructura o un grupo de edificaciones o activos, tomando como parámetros principales de evaluación la Prima Pura de Riesgo o Prima Técnica para cada registro y para todo el grupo de edificaciones, y la Pérdida Máxima Probable de todo el grupo de edificaciones (Ordaz y Santa Cruz 2003; Cardona et al 2008b). Establecidos los rangos de las pérdidas y sus respectivas probabilidades, se pueden elegir los instrumentos y opciones financieras más adecuados para minimizar las pérdidas económicas y sociales. Los criterios de optimización son simples. Se construye un modelo general en el cual se introducen los beneficios y los costos de las opciones existentes en los mercados de seguros, de capitales y de orden gubernamental; así se construye un portafolio de recursos que permitiría a las autoridades subnacionales hacer uso de los mismos para enfrentar las consecuencias de un terremoto u otro desastre de grandes proporciones, sin comprometer su estabilidad financiera y fiscal (Ordaz y Santa Cruz 2003, Grossi y Kunreuther 2006, Cardona et al 2008b).

2.1. Estimación de la amenaza sísmica.

La amenaza asociada a un fenómeno natural se mide utilizando la frecuencia de ocurrencia y la severidad de los eventos, caracterizada mediante algún parámetro de intensidad del peligro en una ubicación geográfica específica. La evaluación de la amenaza está basada en la frecuencia histórica de eventos con sus diferentes grados de intensidad. Una vez se definen los parámetros que caracterizan la ocurrencia de los fenómenos desde el punto de vista técnico-científico, es necesario generar un conjunto de eventos estocásticos –mediante la simulación de una serie de eventos aleatorios– que analíticamente definen la frecuencia y severidad del fenómeno peligroso, representando así la amenaza o probabilidad de ocurrencia de eventos en la región estudiada.

En muchos casos, las estimaciones de amenaza son obtenidas de estudios regionales, o suponiendo condiciones ambientales promedio. Por ejemplo, los mapas de amenaza sísmica son producidos usualmente tomando las condiciones promedio de suelo firme, o sea, asumiendo que no hay amplificaciones importantes de intensidad sísmica debido a suelos blandos. No obstante, para cada tipo de amenaza, podrían existir características ambientales particulares en las ciudades bajo estudio que ocasionan que las intensidades puedan ser mayores o menores que las intensidades en sus cercanías. Es decir, podrían existir características ambientales que son diferentes a aquellas correspondientes a las usadas en el modelo de evaluación del riesgo. Estas características son conocidas como *condiciones de sitios locales*, y ellas permiten la aparición de *efectos de sitio locales*.

De esta manera, para la amenaza sísmica, la primera parte que se investiga es la tectónica del territorio, y la sismicidad que las fuentes generan en una región de terminada caracterizada mediante parámetros como la recurrencia de magnitudes, la magnitud máxima y la tasa de recurrencias de sismos. Una vez determinadas estas variables se evalúan los efectos en términos de intensidad sísmica que produce cada una de las fuentes generadoras en el sitio de interés o patrones de atenuación de las ondas generadas, y, posteriormente se puede calcular la amenaza sísmica considerando la suma de los efectos de la totalidad de las

178 Vida útil en estructuras de concreto armado desde el punto de vista de comportamiento del material.

fuentes sísmicas y la distancia entre cada fuente y el sitio donde se encuentra la estructura.

En el caso de Manizales, por tratarse de suelos de origen volcánico, su microzonificación sísmica es bastante particular. Las características dinámicas no lineales de sus suelos se obtuvieron mediante pruebas *in situ*² y de comportamiento dinámico en el laboratorio³. Las funciones de transferencia para los depósitos de cenizas volcánicas se desarrollaron con base en un modelo no lineal que permitió obtener los Espectros de Amplitudes de Fourier (EAF), a nivel de la superficie del terreno, y con base en estos EAF se obtuvieron los espectros de peligro o amenaza uniforme para cualquier sitio de la ciudad, siguiendo la teoría clásica de la evaluación de la amenaza sísmica. En forma simultánea, se llevaron a cabo análisis de sensibilidad para las diversas variables implicadas, así como también simulaciones de Monte Carlo de procesos no estacionarios. Los efectos de la amplificación sísmica causados por el tipo de formas topográficas de la ciudad se evaluaron mediante análisis bidimensionales⁴ y para el análisis de la respuesta en el tiempo de los depósitos de suelo y de las estructuras representativas se generaron terremotos artificiales⁵ (Yamín 2004).

De esta manera la Oficina Municipal para la Prevención y Atención de Desastres (OMPAD) de la Alcaldía de Manizales, con el apoyo técnico y científico de la Universidad de los Andes y el acompañamiento y supervisión de la Universidad Nacional de Colombia (UNC), sede Manizales, logró contar con los espectros de respuesta (aceleración, velocidad y desplazamiento) para cualquier sitio de la ciudad con fines de diseño sismorresistente. Esta información, que se puede obtener a nivel de predio mediante el programa Información Sísmica para Manizales (SISMan) (ITEC 2004), como se ilustra en la Figura 2, no sólo es un insumo de especial importancia para la aplicación de las normas de construcción sismorresistente sino para los estudios de riesgo sísmico, el aseguramiento de edificaciones y la preparación para la respuesta a emergencias sísmicas futuras.

Actualmente, la ciudad cuenta con una red de instrumentación sísmica de acelerómetros que no sólo sirve para mejorar los modelos analíticos utilizados sino para el desarrollo del Laboratorio de Instrumentación Sísmica Automática (LISA), cuya primera estación está en proceso de construcción en el marco del convenio de UNC con la UNAM de México y que servirá para la evaluación inmediata sin intervención humana en casi tiempo real de los posibles daños que se hayan presentado en la ciudad en caso de un terremoto fuerte.

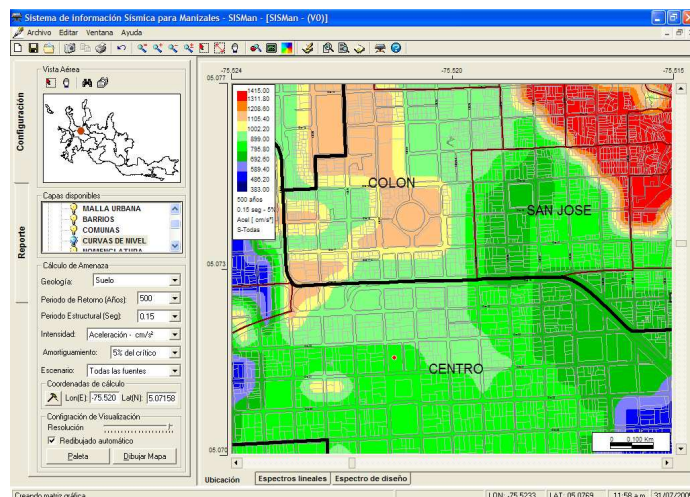


Figura 2. El programa SISMan permite conocer las exigencias de diseño sísmico.

² Cono sísmico, presiómetro cíclico, velocidad de onda de cortante down hole

³ triaxial cíclico, columna resonante, velocidad de onda de cortante

⁴ utilizando el sistema QUAD-4M

⁵ utilizando la teoría sismológica del modelo Omega cuadrado siguiendo el procedimiento empírico de las funciones de Green

2.2. Exposición

La exposición se refiere principalmente a los componentes de infraestructura o a la población expuesta que puede verse afectada por un evento determinado. Para realizar la caracterización de la exposición es necesario identificar los diferentes componentes individuales incluyendo su ubicación geográfica, sus características geométricas, físicas e ingenieriles principales, su vulnerabilidad ante el evento peligroso, su valoración económica y el nivel de ocupación humana que puede llegar a tener en un escenario de análisis determinado. La base de datos de exposición de las edificaciones privadas de Manizales se conformó con base en la información proporcionada por la administración pública a través de la Oficina Municipal de Prevención y Atención de Desastres (OMPAD) e información detallada obtenida de bases de datos de otras entidades del municipio, y se incluyeron parámetros adicionales mediante el levantamiento de información a partir de fotografías aéreas, visitas de campo y mapas, lo que contribuyó a mejorar la confiabilidad de los datos. Adicionalmente, se utilizó un algoritmo de optimización, con el fin de realizar un control de la información y deducir el sistema estructural a partir de la información disponible de las diferentes fuentes. En los casos donde no existía información o no fuese posible inferirla con base en la información existente se establecieron parámetros por defecto (Marulanda, 2009).

De esta forma se constituyó la base de datos para el cálculo del riesgo sísmico con variables representativas como: valor asegurado, estrato socio-económico, fecha de construcción, número de pisos, sistema estructural y localización. Para el análisis de las edificaciones privadas de Manizales se obtuvieron 85.816 inmuebles válidos (para el propósito del proyecto), de los cuales 15.741 pertenecen a predios exentos del impuesto predial y 70.345 corresponden a predios no exentos.

Con base en la base de datos obtenida y teniendo en cuenta que el propósito del proyecto es la protección de todos los ciudadanos de la ciudad de Manizales, incluidas las personas de bajos recursos, se construyeron tres portafolios para el análisis: 1) Inmuebles no exentos del pago del impuesto predial (avalúo superior a Col\$8.950.000), 2) Inmuebles exentos del impuesto predial (avalúo menor o igual a Col\$8.950.000) y 3) portafolio total que incluye los dos anteriores para hacer una evaluación global del riesgo. La tabla 1 presenta el número de registros y el valor asegurado correspondiente a cada portafolio de análisis (Marulanda 2009).

Tabla 1. Características principales de los portafolios de análisis. Valores en Col\$ (US\$ 1: Col\$ 2.000).

Portafolio	Descripción	Nº registros	% registros	Valor asegurado (millones Col\$)	% valor asegurado
1	Inmuebles privados exentos de impuesto predial	15.342	18%	\$ 78.590	3%
2	Inmuebles privados no exentos de impuesto predial	70.474	82%	\$ 3.046.606	97%
3	Inmuebles privados totales	85.816	100%	\$ 3.125.196	100%

2.3. Vulnerabilidad de edificios.

La caracterización de la vulnerabilidad física se realiza mediante la generación de funciones que relacionan el nivel de daño de cada componente con la intensidad del fenómeno que caracteriza la amenaza. La función de vulnerabilidad debe estimarse para cada uno de los tipos constructivos característicos de manera que puedan asignarse a cada uno de los elementos que constituyen la base de datos de exposición. Mediante las funciones de vulnerabilidad es posible estimar el daño o los efectos producidos en cada uno de los activos

ante la acción de cada evento caracterizado por alguno de los parámetros de intensidad del fenómeno que se está considerando. Cada función de vulnerabilidad está definida por un valor medio de daño y su varianza, con lo cual es posible estimar su función de probabilidad respectiva. La varianza da cuenta de la incertidumbre asociada en este proceso del cálculo de riesgo catastrófico.

La estimación de los efectos o del daño se mide en términos de la relación media de daño, RMD, que corresponde a la relación entre el costo esperado de reparación del elemento afectado y el costo de reposición del mismo. La función o curva de vulnerabilidad está definida por la relación entre la RMD y el parámetro de intensidad que caracteriza la amenaza y la curva de distribución de probabilidad de la pérdida obtenida de la desviación de cada uno de los valores de pérdida. En consecuencia, cada elemento expuesto tendrá asignado un valor de vulnerabilidad diferente, en términos probabilistas, para cada uno de los eventos a los que estará sometido.

Las curvas de vulnerabilidad que se utilizan en el modelo utilizan son la distorsión de piso o la deriva de la edificación y la aceleración máxima como parámetros claves para calificar el nivel de daño esperado ante la acción sísmica correspondiente. El grado de vulnerabilidad de la edificación y de los contenidos se califica teniendo en cuenta los aspectos principales reconocidos durante la visita de inspección. Luego se determinó a qué tipo pertenece cada una de las estructuras estudiadas, con el fin de estimar su vulnerabilidad teniendo en cuenta tanto aspectos generales como particulares. En el sistema se incluye un total de 20 tipos de construcciones como se muestra en las Figuras 3 y 4. El sistema también permite el uso de curvas de vulnerabilidad específicas para otros tipos estructurales (Cardona et al 2008a/b/c/d).

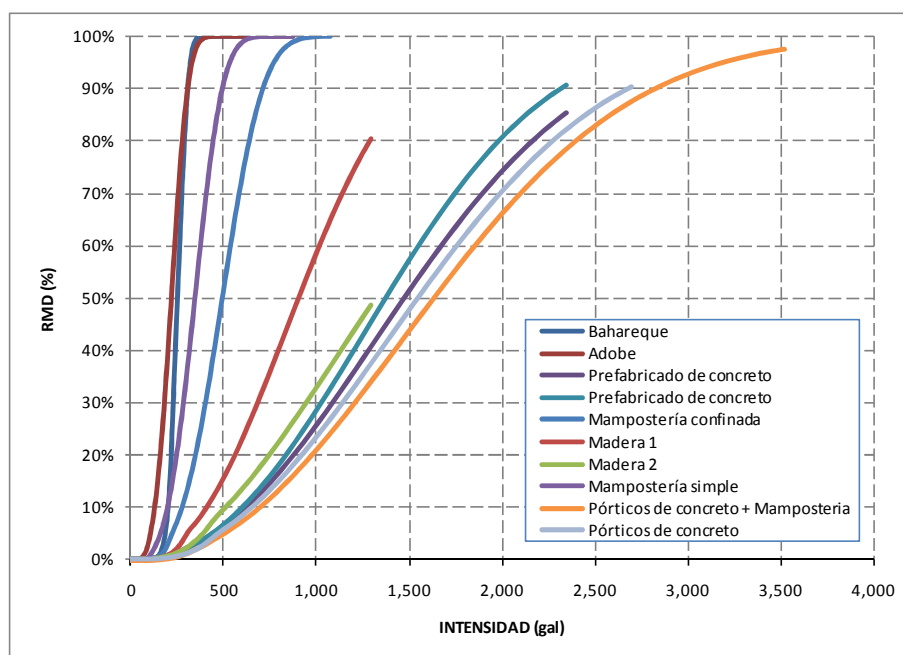


Figura 3. Curvas de vulnerabilidad basadas en la aceleración máxima.

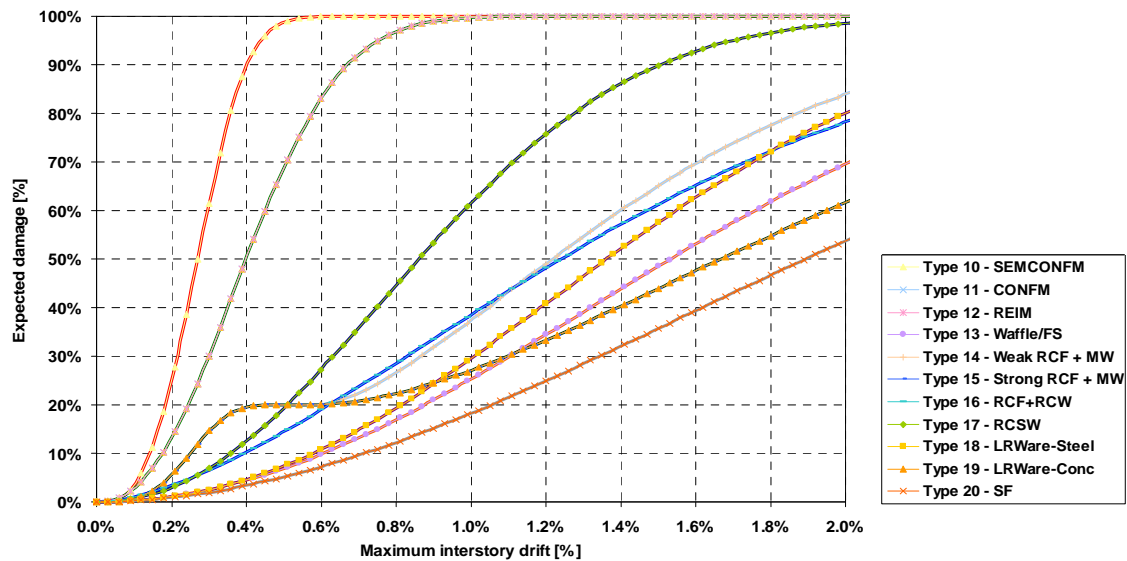


Figure 4. Curvas de vulnerabilidad basadas en la deriva.

2.4. Evaluación de daño y pérdida.

Con base en los modelos de amenaza probabilistas propuestos y en el inventario y valoración de activos expuestos con sus funciones de vulnerabilidad correspondientes se desarrolla la modelación de pérdidas probabilística para el país o zona de análisis.

Para calcular las pérdidas asociadas a un evento determinado, la relación media de daño, RMD obtenida de la función de vulnerabilidad, se convierte en pérdida económica multiplicándola por el valor de reposición del componente. Esta operación se repite para cada uno de los activos o elementos en el inventario de activos expuestos para cada uno de los eventos analizados. Durante este proceso de evaluación para los eventos factibles y el grado de vulnerabilidad de cada componente del portafolio las pérdidas se van agregando siguiendo una aritmética apropiada para el tratamiento de las funciones de densidad de probabilidad asociadas a los eventos y la vulnerabilidad, lo que permite desarrollar la curva de probabilidad de excedencia de pérdidas respectivas.

Las principales medidas del riesgo en términos económicos se describen a continuación:

- *Pérdida Anual Esperada:* La PAE se calcula como la suma del producto entre las pérdidas esperadas para determinado evento y la frecuencia de ocurrencia de dicho evento en un período de un año y para todos los eventos estocásticos considerados. En términos probabilistas, la PAE es la esperanza matemática de la pérdida anual.
- *Prima Pura de Riesgo:* La PPR corresponde al valor de la PAE dividido por el valor de reposición del activo. Indica el costo que debe ser pagado anualmente para cubrir las pérdidas esperadas en el futuro. De cobrarse esta prima durante un tiempo infinito se podrían llegar a pagar todos los daños que en ese lapso se pudieran presentar en ese edificio en el sitio donde se encuentra. Por ello, a la Prima Técnica se deben sumar los costos de operación, adquisición y utilidad, entre otros. A partir de la suma de todas las Primas Puras de Riesgo del grupo de edificaciones se puede calcular la Reserva de Riesgos en Curso y la Reserva Catastrófica. Un ejemplo hipotético se ilustra en la figura 5. Con un prima de 0.15 al millar se cubren a largo plazo todas las pérdidas futuras (Ordaz y Santa-Cruz, 2003).

182 **Vida útil en estructuras de concreto armado desde el punto de vista de comportamiento del material.**

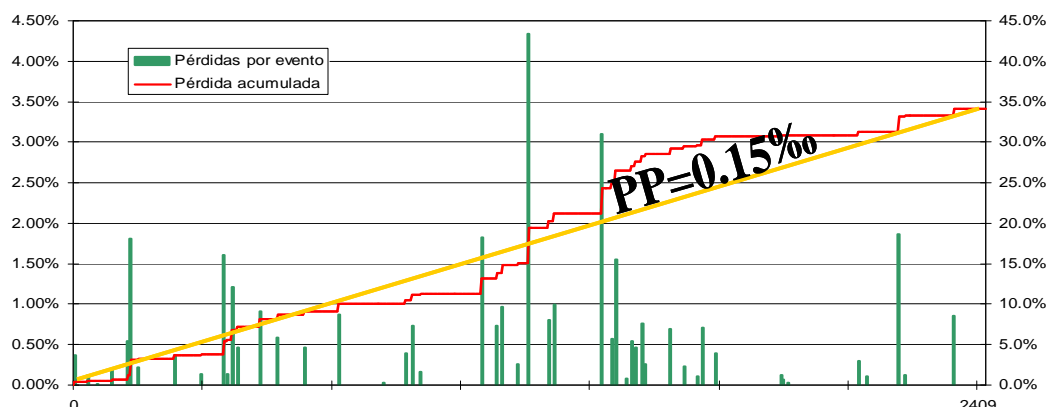


Figura 5. Pérdidas por eventos pequeños y grandes en un prolongado lapso de tiempo.

- *Curva de Excedencia de Pérdidas:* La CEP representa la frecuencia anual con que determinada pérdida económica será excedida. Es la medida más importante y robusta del riesgo, dado que brinda la información básica para la planeación y destinación de recursos necesarios con el fin de cumplir con objetivos de gestión particulares. La CEP se puede calcular a partir del mayor evento probable en un año o de manera uniforme para todos los eventos posibles, en función de su período de retorno. Generalmente se prefiere el segundo enfoque, dado que permite considerar más de un evento catastrófico al año.
- *Pérdida Máxima Probable (Probable Maximum Loss):* La PMP (o PML en inglés) representa un valor de pérdida para un nivel de excedencia determinada. Dependiendo de la capacidad de un país, región o entidad para la gestión del riesgo, se puede optar por intervenir las pérdidas potenciales hasta determinado período de retorno que se considere apropiado.

Para la estimación de las pérdidas del grupo de edificaciones incluida en la base de datos se utilizó el sistema RN-COL Versión 2.1 el cual permite el cálculo de los valores de prima pura de riesgo para cada una de las edificaciones y para el conjunto o portafolio de edificaciones y la evaluación de la pérdida máxima probable para la base de datos total así como el valor esperado de la pérdida para cada edificación. Este modelo también permitió estimar las pérdidas considerando la influencia de deducibles, límites de responsabilidad y coaseguramiento.

El objetivo general del modelo es calcular el nivel general de exposición de un grupo de edificaciones, tomando como parámetros principales de evaluación la Prima Pura de Riesgo o Prima Técnica para cada registro y para todo el grupo de edificaciones, y la Pérdida Máxima Probable (Probable Maximum Loss o PML) de todo el grupo de edificaciones.

Para el análisis se emplearon valores promedio de porcentajes de retención, límites máximos asegurados, deducibles y coaseguros según se indica a continuación (Marulanda, 2009):

- Porcentaje de Retención: 100%
- Límite máximo: 100%
- Deducible: 0%, 1,5% y 3% del valor “asegurado” o límite (Avalúo Catastral)
- Coaseguro: 0%

3. IMPLEMENTACIÓN DE LA INICIATIVA DE TRANSFERENCIA DEL RIESGO.

Los desastres extremos están caracterizados por la ocurrencia de fenómenos de baja frecuencia / alta severidad, además, por la dificultad de predecir el momento y lugar de su

ocurrencia. Todos los costos de prevención que aumentan desproporcionadamente con la severidad de las consecuencias y las pérdidas generadas por estos eventos pueden causar problemas de solvencia e inseguridad económica. De este modo, se deben diseñar, analizar y establecer estructuras combinadas de diversos instrumentos y opciones financieros adecuados que cubren varias capas del riesgo de acuerdo a los beneficios y costos que permiten al gobierno enfrentar las consecuencias de un evento extremo sin comprometer la estabilidad financiera y fiscal y minimizando las pérdidas sociales (Pollner, 2001; Cummins and Mahul 2008, Marulanda et al 2008a, Cardona 2009).

Las distintas capas de la estructura de retención y transferencia se establecen dependiendo de la capacidad de solvencia de cada uno de los agentes participantes y de la conveniencia en términos de costos para el gobierno de cada una de las distintas fuentes de financiamiento disponibles. Es común observar que para distintos montos de la pérdida los costos de cada fuente de financiación pueden variar. Un ejemplo de esta situación es el excesivo incremento de las primas de los seguros para las capas de cubrimiento más altas debido al mayor grado de incertidumbre representado por desastres de gran magnitud. Por ello es indispensable establecer los costos de cada una de las fuentes de financiación para distintos montos de pérdida. Una vez conocida esta información, es posible mediante algoritmos de minimización de costos establecer la configuración óptima de los distintos mecanismos financieros disponibles dentro de la estructura asignando a cada fuente de financiamiento una capa de cubrimiento. Es decir que una vez que se conocen los costos de las diferentes fuentes de financiación para cada uno de los montos de pérdida probable, es posible establecer los porcentajes óptimos que cada mecanismo debe cubrir. Esta información permite establecer y evaluar las condiciones de los contratos de seguros y reaseguros y la factibilidad de emisión, por ejemplo, de un bono de catástrofe. El problema de optimización que se enfrenta es similar al que se presenta en la figura 6.

En esta figura se representan gráficamente los costos de cada una de las fuentes de financiación de las cuales dispone el Estado para cubrir los riesgos por desastre. Se observa en esta gráfica que no es óptimo financiar la totalidad de los recursos a partir de una sola fuente de financiación y que en ciertos intervalos hay otras fuentes de financiación que pueden resultar menos costosas (Banks, 2004, Marulanda et al 2008^a, Cardona 2009).

Como se mencionó previamente, varios actores están involucrados: personas con capacidad económica media-alta, personas con baja o muy baja capacidad económica y el gobierno como la entidad corresponsable de las pérdidas de los estratos sociales menos favorecidos. De acuerdo a esto, las alternativas de transferencia y retención del riesgo de los edificios privados deben considerar la interacción entre los diferentes actores. Así como deben estar orientadas a la capacidad, condiciones y voluntad del gobierno para buscar incentivos atractivos para la mayoría de los propietarios.

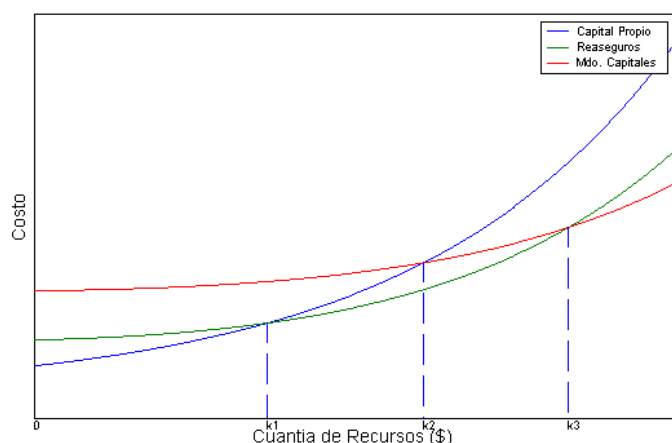


Figura 6. Costo financiero de los instrumentos de retención y transferencia.

184 **Vida útil en estructuras de concreto armado desde el punto de vista de comportamiento del material.**

En Manizales se propuso la estructura de capas debido a que se desea explorar la manera de lograr el mayor cubrimiento de aseguramiento de edificios privados incluyendo a las propiedades de los estratos socio-económicos menos favorecidos. Por lo tanto, con el propósito de definir la mejor estrategia de protección financiera de los edificaciones privadas de la ciudad, y teniendo en cuenta los diferentes análisis, alternativas y recomendaciones de protección financiera, se seleccionaron y consideraron una serie de opciones como las más apropiadas y factibles para la administración pública de la ciudad, la secretaría de hacienda, la secretaría jurídica y la OMPAD de Manizales.

Como se mencionó previamente, el análisis de los edificios privados de la ciudad incluye un total de 85.816 predios, subdivididos en 3 portafolios. Con base en los estudios de riesgo realizados para parámetros escogidos y para los diferentes deducibles y después de un análisis de las alternativas propuestas se determinó que el mejor escenario para la estructura de retención y transferencia del riesgo hace referencia al modelo con un 3% de deducible del valor asegurado (Marulanda *et al*, 2009). En la tabla 2 se presentan los resultados para los diferentes portafolios para el escenario óptimo. La figura 7 presenta la estructura de retención, transferencia y financiamiento del riesgo de las edificaciones privadas de la ciudad con base en las pérdidas probables estimadas.

Tabla 2. Results of the seismic risk analysis for private buildings with 3% of deductible (US\$ 1: Col\$ 2.000).

DEDUCIBLE 3%										
ASPECTO		INMUEBLES PRIVADOS								
		EXENTOS			NO EXENTOS			TOTAL		
Número de inmuebles		15.342			70.474			85.816		
Valor asegurable estimado (Mill Col\$)		98.237			3.795.575			3.893.812		
Valor asegurado, valor catastral (Mill Col\$)		78.590			3.036.460			3.115.050		
Prima Pura Promedio		Mill Col\$	% aseg.	% catastral	Mill Col\$	% aseg.	% catastral	Mill Col\$	% aseg.	% catastral
		56	0,59	0,741	5.736	1,561	1,963	5.792	1,537	1,932
PML	Periodo de retorno	Mill Col\$.	% aseg.	% catastral	Mill Col\$.	% aseg.	% catastral	Mill Col\$.	% aseg.	% catastral
	100 años	1.115	1,42	1,42	94.430	3,03	3,03	93.140	2,99	2,99
	500 años	4.311	5,48	5,48	262.48	8,44	8,43	260.003	8,36	8,35
	1000 años	5.935	7,55	7,55	361.17	11,64	11,59	357.831	11,54	11,49
	1500 años	7.142	9,1	9,09	427.53	13,81	13,72	423.771	13,68	13,6
Pérdida esperada (%)		20.834	27,23	26,51	928.88	30,58	29,72	923.351	30,5	29,64

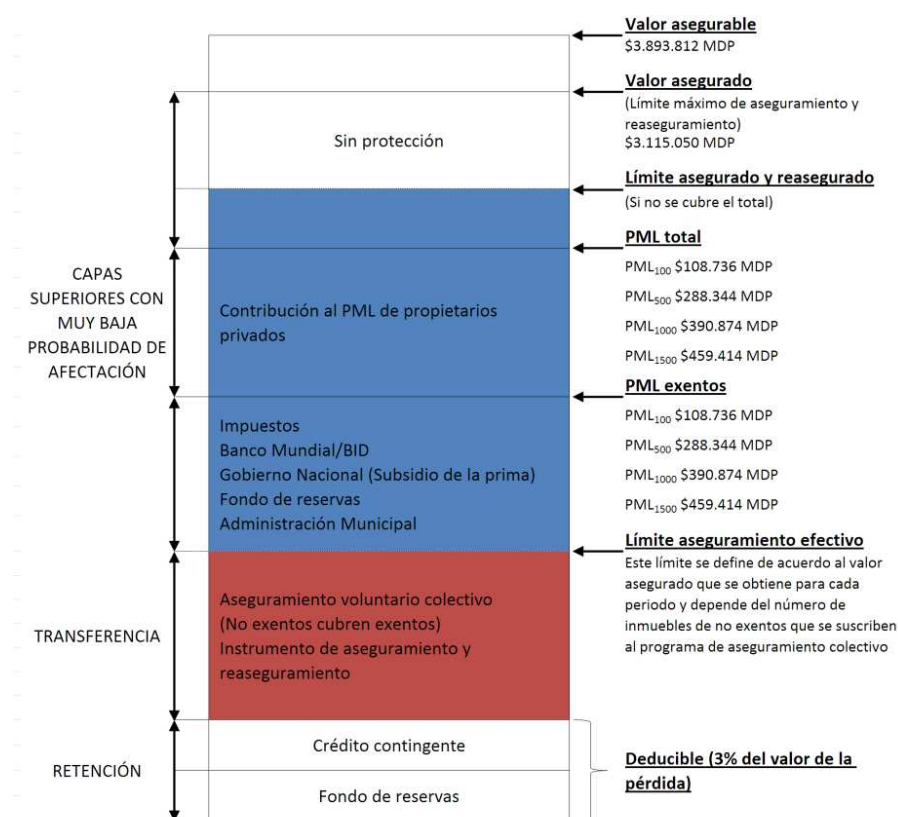


Figura 7. Estructura de retención y transferencia con 3% deducible (US\$ 1 millón: Col\$ 2.000 MDP).

El valor promedio de prima pura para todos los inmuebles de Manizales, con un deducible de 3% es de 1.93‰, lo que equivale a 5.803 millones de pesos. Teniendo en cuenta que la prima de seguros incluye otros gastos (costo del reaseguro, gastos administrativos, utilidad de la compañía, etc.) el aseguramiento total de los inmuebles de la ciudad (2.2- 2.5 millones de dólares) es una cifra de especial interés para el sector de los seguros. Este valor sólo se lograría si todos los propietarios voluntariamente pagaran la prima correspondiente o si se cobrara el seguro en forma obligatoria. En caso de que no se incluyeran los predios Exentos, dado que no tienen capacidad de pago, la prima sería de 1.96‰, que equivale a una cifra similar de 5.736 millones de pesos. Claramente, la prima de los predios Exentos, que corresponde al 0.741‰, es una cifra muy modesta, equivalente a 56 millones, que corresponde al 0.97% del valor de la prima total de la ciudad. Esta circunstancia es prometedora de inicio para explorar la manera como el municipio puede proteger este segmento y estimular el aseguramiento de los inmuebles privados de la ciudad, lo que se hará referencia más adelante.

Para cubrir los edificios exentos es necesario que los propietarios no exentos del impuesto predial cubran (subsiden) el total de las primas de los exentos (Col\$56 millones). Esto significaría aumentar en Col\$56 millones el valor de la prima total para el portafolio de edificios no exentos, independiente del número de personas voluntarias para suscribir el seguro (Marulanda 2009).

En el caso de que todos los propietarios no exentos del pago del predial participen en el aseguramiento, la prima pura sería del orden de 1.96‰. Sin embargo no es posible porque algunas personas ya cuentan con un seguro (póliza hipotecaria, por ejemplo) con otras compañías de seguro, u otra gente no está dispuesta a tomar el seguro. La Tabla 3 y Figura 8 ilustran el comportamiento de la prima pura promedio de los no exentos dependiendo del porcentaje de predios que participa en el seguro voluntario y la forma como la prima aumenta si se cubren los propietarios exentos de la ciudad (Marulanda 2009).

Tabla 3. Variación de la prima de los no exentos que suscriben el seguro, cubriendo a los exentos.

Porcentaje Asegurado	No Exentos		Prima pura		Exentos	Incluyendo Exentos	
	Valor Asegurable (MDP)	Valor Asegurado (MDP)	(\$MDP)	(‰ Catastral)	Prima pura (\$MDP)	Prima pura (\$MDP)	(‰ Catastral)
100	3,795,575	3,036,460	5,736	1.96	56	5,792	1.98
20	718,886	575,109	1,122	2.03	56	1,178	2.13
10	375,882	300,706	614	2.12	56	670	2.32

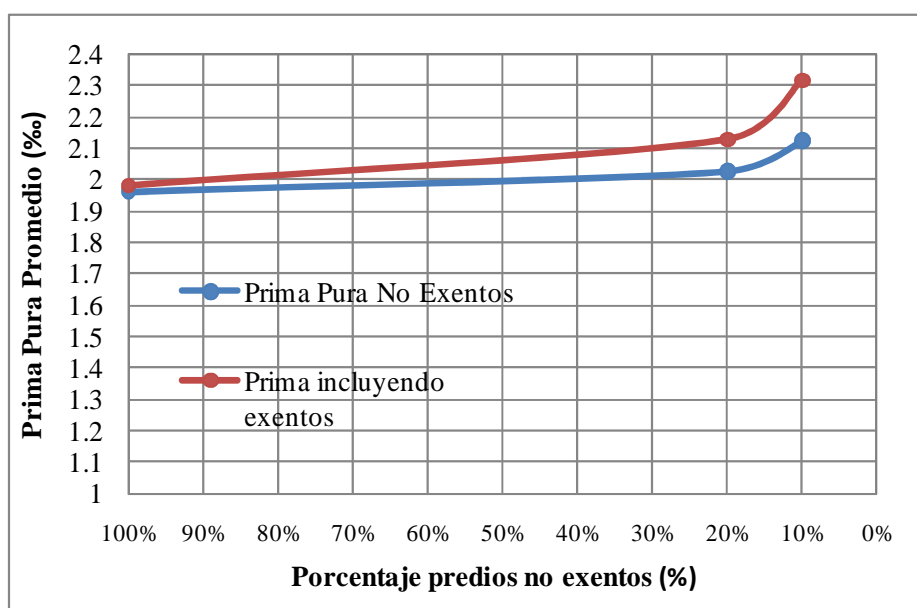


Figura 8. Prima pura promedio de la cartera de predios No Exentos para diferentes porcentajes de predios asegurados con respecto al total de la cartera.

En relación a la prima pura de los no exentos y la prima incluyendo a los exentos, se observa que si existe una participación del 10% de los predios de no exentos, el valor del subsidio cruzado aumenta en un 10% para el portafolio en relación con el pago de la prima pura sin incluir los estratos menos favorecidos dado que la prima pura pasaría de ser del orden de 2.1‰ al 2.3‰. En el caso de que la participación sea de aproximadamente el 20% de los predios la prima sería alrededor de 2.1‰ incluyendo los estratos más bajos y del 2.0‰ sin incluirlos, lo que significa un aumento de cerca del 5%. Estas cifras resultan positivas tanto para el municipio como para los participantes dado que a pesar de que la prima pura aumenta, como es de esperarse, este incremento no es muy significativo, lo que permite considerar que lograr un porcentaje de participación de mínimo el 10% de los propietarios no exentos hace viable el subsidio de los propietarios más pobres. Con respecto al deducible de los edificios exentos, se propuso que el gobierno cubriera la prima capa de las pérdidas que se presenten en caso de desastre (Marulanda, 2009).

En la Figura 9 se presenta la curva de concentración del valor asegurable de la cartera de inmuebles No Exentos con respecto al número de predios (que se expresa como un porcentaje de los 70,345 predios). Se hace un análisis de Pareto y se observa sólo se requiere de la participación de un número menor de los predios de mayor valor del portafolio (menos del 1%), por lo tanto el panorama para el municipio es muy optimista ya que resulta muy probable que los predios No Exentos contribuyan a financiar la prima pura de los predios Exentos.

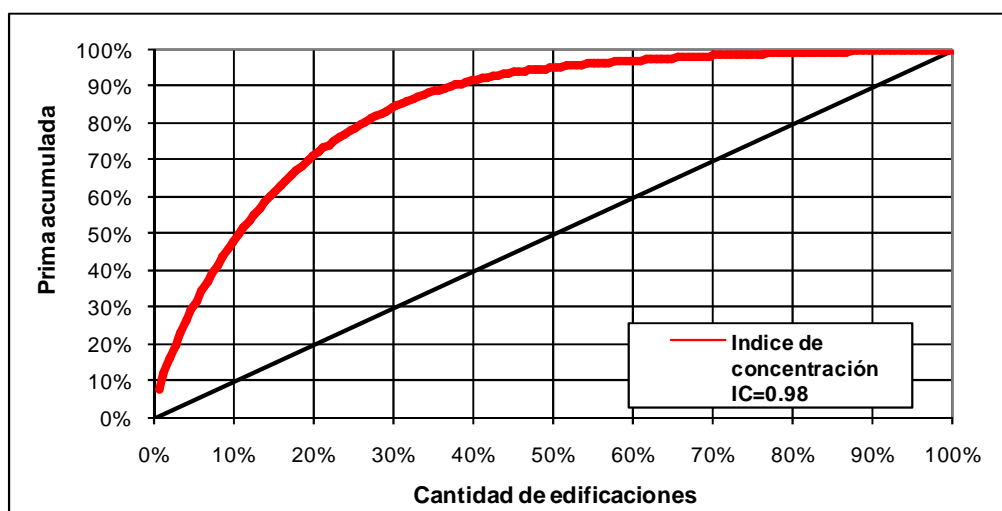


Figura 9. Curva de concentración del valor asegurado según número de predios para la cartera de predios No Exentos

Finalmente, posterior a negociaciones realizadas entre la administración municipal y la compañía de seguros (La Previsora) se estimó y se acordó una prima pura anual del 2.5‰ del valor catastral de cada predio. El deducible se acordó en el 3% del valor de la pérdida en caso de terremoto y el 10% para otro tipo de fenómenos naturales o eventos como huelga, motín, asonada, conmoción civil o popular, actos malintencionados de terceros o terrorismo. La compañía aseguradora emitió una póliza matriz, cuyo tomador es el Municipio de Manizales, que reposa en la Alcaldía, en una notaría y en la sucursal de la compañía de seguros en la ciudad para revisión de los ciudadanos.

El acuerdo inicial con la compañía de seguros consistió en que el aseguramiento total de los inmuebles de los exentos del impuesto predial se alcanzaba cuando el 20% de los valores asegurables del portafolio de los predios que están obligados a pagar el impuesto predial unificado participaban en el programa con el pago de la prima de seguro que les corresponde. Si no se conseguía dicho porcentaje se cubría parcialmente a los inmuebles exentos; mediante una tabla de rangos se definía el nivel de protección de acuerdo a la participación alcanzada en la ciudad. Sin embargo, dado que el nivel de participación en el pago del seguro durante el primer año de establecimiento del seguro colectivo fue del 12.4% en promedio, se acordó entre la administración pública y la compañía de seguros cubrir en su totalidad los estratos socio-económicos más pobres de Manizales. Este acuerdo es el resultado de la solicitud del consejo de la ciudad después de ver el porcentaje de participación en el programa.

4. CONCLUSIONES

La posibilidad de cubrir los estratos socio-económicos más pobres de la población y el promover, en general, la cultura del seguro en la ciudad son objetivos de especial interés de administración municipal, cuya responsabilidad es el recaudo de las primas. La compañía de seguros es el organismo que tiene la relación contractual directa con el asegurado y por lo tanto es quien soluciona y tramita las reclamaciones derivadas de la póliza. Este instrumento de protección financiera se perfeccionó con base en los estudios técnicos y científicos de amenaza y riesgo sísmico que la OMPAD ha promovido desde años atrás y sin los cuales no sería posible. Con base en estos estudios se diseñó el esquema que permite hoy cubrir todos los predios exentos con bases técnicas y financieras robustas.

Esta iniciativa es principalmente un beneficio social promovido por el gobierno local, que adicionalmente y cuando sea factible, puede ser apoyado por el gobierno nacional en diferentes lugares del país. La relación beneficio-costos es clara desde el punto de vista de la sostenibilidad, prevención, bienestar socio-económico, protección financiera y macroeconómica y responsabilidades contingentes. Está basado en estudios técnicos hechos con modelos de riesgo robustos, pero los elementos más importantes de esta iniciativa son la voluntad política, la gobernabilidad, la solidaridad ciudadana y la percepción del riesgo de la sociedad y los líderes o empleados del gobierno. Este instrumento innovador de protección financiera implementado en Manizales que se ha mejorado con estudios cuidadosos de carácter técnico-científico y actuarial, sin ninguna duda constituye una experiencia exitosa y es una buena práctica promovida entre el gobierno local y el sector privado que podría ser replicada en otras ciudades del país como Bogotá y en general en otros países en desarrollo propensos a desastres si se realizan estudios apropiados de riesgo para su implementación.

AGRADECIMIENTOS

Este instrumento operativo para la protección financiera implementado en Manizales se ha desarrollado con el soporte económico e institucional del Departamento Nacional de Planeación de Colombia (DNP), el Banco Mundial, la alcaldía de Manizales y ECOPOLIS Becas de Proyectos de Investigación y Diseño lanzado en 2007 por el Centro Internacional de Investigaciones para el Desarrollo (IDRC) de Canadá. Adicionalmente, los autores expresan su gratitud al soporte técnico del Profesor Luis E. Yamin de la Universidad de Los Andes y al Profesor Mario G. Ordaz de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).

REFERENCIAS

1. Andersen, T. (2002). Innovative Financial Instruments for Natural Disaster Risk Management. Inter-American Development Bank. Sustainable Development Department. Technical Papers Series.ENV-140.
2. Cardona, O.D. (2009). *La Gestión Financiera del Riesgo de Desastres: Instrumentos Financieros de Retención y Transferencia para la Comunidad Andina*, PREDECAN, ISBN: 978-9972-787-79-9, Comunidad Andina, Lima. Cardona, O.D.; Ordaz, M.G.; Moreno, A.M. & Yamín, L.E. (2004). *Análisis de riesgo de desastres extremos en Colombia con fines de valoración de la exposición fiscal*, Informe del Estudio sobre definición de la responsabilidad del Estado, su exposición ante desastres naturales y diseño de mecanismos para la cobertura de los riesgos residuales del Estado. ACCI, DNP, Banco Mundial.
3. Cardona, O.D; Lavell, A.M; Mansilla, E.; Moreno, A.M. (2005b) *Avances en las estrategias de desarrollo institucional y sostenibilidad financiera de la gestión del riesgo de desastres en América latina y el Caribe*. BID, Diálogo Regional de Política sobre Prevención de Desastres. Washington.
4. Cardona, O.D.; Ordaz, M.G.; Moreno, A.M. & Yamín, L.E. (2005a). *Obligaciones contingentes del Estado por desastre, requerimiento de recursos y posibilidades de asignación*, Informe del Estudio sobre definición de la responsabilidad del Estado, su exposición ante desastres naturales y diseño de mecanismos para la cobertura de los riesgos residuales del Estado. ACCI, DNP, Banco Mundial.

5. Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Marulanda, M.C., & Barbat, A.H. (2008a). Estimation of Probabilistic Seismic Losses and the Public Economic Resilience—An Approach for a Macroeconomic Impact Evaluation, *Journal of Earthquake Engineering*, 12 (S2) 60-70, ISSN: 1363-2469 print / 1559-808X online, Taylor & Francis, Philadelphia, PA.
6. Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Marulanda, M.C., Barbat, A.H. (2008c). Fiscal Impact of future earthquakes and country's economic resilience evaluation using the disaster deficit index, *Innovation Practice Safety: Proceedings 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China*.
7. Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Yamin, L.E., Arámbula, S., Marulanda, M.C., Barbat, A.H. (2008d). Probabilistic seismic risk assessment for comprehensive risk management: modeling for innovative risk transfer and loss financing mechanisms, *Innovation Practice Safety: Proceedings 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China*.
8. Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Yamín, L.E., Marulanda, M.C., & Barbat, A.H. (2008b). Earthquake Loss Assessment for Integrated Disaster Risk Management, *Journal of Earthquake Engineering*, 12 (S2) January 48-59, ISSN: 1363-2469 print / 1559-808X online, Taylor & Francis, Philadelphia, PA.
9. Cummins, J.D., Mahul, O. (2008). *Catastrophe Risk Financing in Developing Countries: Principles for Public Intervention*. The World Bank, Washington.
10. Freeman, P., Keen, M. and Muthukumara, M. (2003). Dealing with Increased Risk of Natural Disasters: Challenges and Options. IMF – International Monetary Fund. Working Paper 03/197.
11. Grossi P. & Kunreuther H. (2005). *Catastrophe modeling: A new approach to managing risk*, Springer Science.
12. ITEC (2004). "Sistema de Información Sísmica de Manizales – SISMan", Municipio de Manizales, Ingeniería Técnica y Científica Ltda, ITEC Ltda.
13. Marulanda, M.C. (2009) *Design and Implementation of a Collective Disaster Risk Transfer Instrument for the Insurance Coverage of Low-income Homeowners by Cross-subsidies in Manizales, Colombia*, Technical Report for IDRC Ecopolis Program of Grants, IDEA, CIMNE.
14. Marulanda, M.C., Cardona, O.D. & A. H. Barbat, (2008b). "The Economic and Social Effects of Small Disasters: Revision of the Local Disaster Index and the Case Study of Colombia", in *Megacities: Resilience and Social Vulnerability*, Bohle, H.G., Warner, K. (Eds.), SOURCE No. 10, United Nations University (EHS), Munich Re Foundation, Bonn.
15. Marulanda, M.C., Cardona, O.D. & A. H. Barbat, (2010). "Revealing the Impact of Small Disasters to the Economic and Social Development", in *Coping with Global Environmental Change, Disasters and Security - Threats, Challenges, Vulnerabilities and Risks*, Editors: H.G. Brauch, U. Oswald Spring, C. Mesjasz, J. Grin, P. Kameri-Mbote, B. Chourou, P. Dunay, J. Birkmann: Springer-Verlag, Berlin - New York.
16. Marulanda, M.C., Cardona, O.D., Barbat, A.H. (2009). Revealing the socio-economic impact of small disasters in Colombia using DesInventar database, *Disasters*, December 11/2009; 34(2): 552–570, Overseas Development Institute, Blackwell Publishing, Oxford.
17. Marulanda, M.C., Cardona, O.D., Ordaz, M.G., Barbat, A.H. (2008). *La gestión financiera del riesgo desde la perspectiva de los desastres: Evaluación de la exposición fiscal de los*

190 **Vida útil en estructuras de concreto armado desde el punto de vista de comportamiento del material.**

Estados y alternativas de instrumentos financieros de retención y transferencia del riesgo.
Monografía CIMNE IS-61, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

18. Pollner, J. (2001). Managing Catastrophic Disaster Risks Using Alternative Risk Financing and Pooled Insurance Structures. World Bank Technical Paper, No. 495.
19. Vargas, E. (2002). Políticas públicas para la reducción de la vulnerabilidad frente a los desastres naturales y socio-naturales, CEPAL.
20. Woo, G. (1999): *The Mathematics of Natural Catastrophes*, Imperial College Press. Yamin, L.E., Gallego, M., Cardona, O.D., Phillips, C.A. (2004). "Recent Advances in Seismic Microzonation Studies, The Manizales-Colombia Case", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver.

ESTUDIO DE LAS PARTICULARIDADES DE LAS CURVAS CORTANTE-DISTORSIÓN DE MARCOS DÚCTILES DE CONCRETO REFORZADO CON CONTRAVENTEADO CHEVRÓN

Eber Alberto Godínez Domínguez

Profesor Visitante, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Edificio P4, 3er Piso, Av. San Pablo # 180, 02200 México, D.F.

Correo electrónico: ead@correo.azc.uam.mx.

Arturo Tena Colunga

Profesor, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Edificio P4, 3er Piso, Av. San Pablo # 180, 02200 México, D.F.

Correo electrónico: atc@correo.azc.uam.mx.

RESUMEN

Se presenta un estudio en que se determina, con base en los resultados de análisis estáticos no lineales, las causas probables que ocasionan un cambio de pendiente pronunciado en las curvas cortante-distorsión que describen el comportamiento de las columnas de un determinado entrepiso en marcos de concreto reforzado con contraventeado metálico. Con base en los resultados obtenidos, es posible concluir que el efecto mencionado es debido mayoritariamente a la secuencia de formación de articulaciones plásticas en los elementos, en especial debido al pandeo de las diagonales de los niveles superiores. Asimismo, se observó influencia de la carga vertical y los efectos $P-\Delta$ conforme se incrementa la altura de los modelos.

SUMMARY

In this paper the authors summarize the results of a study devoted to evaluate, using static nonlinear analyses, the probable causes that produce the change of the slope in the shear vs. drift curves that describe the behavior of the columns of a specific story of ductile moment-resisting reinforced concrete concentric braced frames structures (RC-MRCBFs). From the results obtained, it is possible to conclude that this effect is due mainly to the formation sequence of plastic hinges in members, especially due to the buckling of braces in the upper stories. The impact of gravitational loads and $P-\Delta$ effect was marginal for the 4-story models; nevertheless, it was observed that its importance tends to increase as the height increases.

1. INTRODUCCIÓN

Como parte de la primera etapa de una investigación integral, enfocada tanto a la obtención de parámetros específicos para el diseño de edificios con base en marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeado metálico tipo chevrón, como en la evaluación de una

192 **Estudio de las particularidades de las curvas Cortante-Distorsión de marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo chervón.**

metodología de diseño por capacidad adaptada de los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente, se realizaron análisis estáticos no lineales ante carga monótona creciente de marcos de diferentes alturas (cuatro a 24 niveles, figura 1), considerando diferentes aportes del sistema de contraventeo al cortante resistente de entrepiso. Para el diseño de los elementos sismorresistentes de cada modelo considerado, se empleó una metodología basada en conceptos por capacidad, donde los elementos estructurales se diseñan por resistencia del más débil al más fuerte, por lo que para obtener un mecanismo de colapso columna fuerte, viga débil, contraviento más débil, la secuencia de diseño debe ser: 1) contravientos, 2) vigas, 3) columnas y 4) conexiones. Los resultados de esta investigación se han reportado en diversas publicaciones (Godínez y Tena 2007 y 2009, Godínez-Domínguez y Tena-Colunga 2008 y 2010, Godínez 2010).

En las siguientes secciones se presenta un estudio en que se determina, con base en los resultados de análisis estáticos no lineales, las causas probables que ocasionan un cambio de pendiente pronunciado (de pendiente positiva a negativa) en las curvas cortante-distorsión que describen el comportamiento de las columnas de un determinado entrepiso en los marcos de referencia. Este efecto se observó en los entrepisos superiores de algunos de los modelos estudiados, los cuales están comprendidos entre los cuatro y los 24 niveles.

Se analizó la influencia que la altura de los modelos, las cargas verticales y los efectos $P-\Delta$ tienen en el fenómeno estudiado. Para lo anterior, se hizo un estudio detallado de dos modelos de diferentes alturas (cuatro y 16 niveles), realizando análisis estáticos no lineales con dos variantes: 1) se considera el efecto de las cargas laterales, verticales y efectos $P-\Delta$ y, 2) se considera únicamente el efecto de las cargas laterales. Asimismo, se presenta información complementaria, como son los mapeos de rotaciones plásticas acumuladas en pasos específicos de carga del análisis, los cuales ayudan al entendimiento del fenómeno mencionado.

2. MODELOS DE ANÁLISIS Y DESCRIPCIÓN DEL FENÓMENO ESTUDIADO

Los marcos analizados teóricamente corresponden a una estructura regular tridimensional con uso de oficinas. El edificio cuenta con una planta rectangular de 21 m de ancho (dirección Y) y 32 m de largo (dirección X), en la que los marcos periféricos se encuentran contraventeados en sus crujías exteriores. El edificio cuenta con cuatro crujías en la dirección X y tres en la dirección Y con claros de 8 y 7 m respectivamente (figura 1). En la dirección X existen vigas secundarias. La altura típica de entrepiso es de 3.40 m. Por lo tanto, las alturas totales de los modelos de 4, 8, 12, 16, 20 y 24 niveles son 13.6, 27.2, 40.8, 54.4, 68.0 y 81.6 m respectivamente. Esta configuración estructural ha sido empleada en estudios previos de marcos dúctiles de concreto reforzado (Luaces 1995, Tena *et al.* 1997, Luna 2000, Correa 2005, Gatica 2007, Tena-Colunga *et al.* 2008).

Dentro de la información procesada para cada modelo, se obtuvieron las curvas cortante-distorsión de cada uno de los entrepisos, así como la curva global (calculada con base en el desplazamiento de azotea). En todas estas curvas se desglosa el aporte a la resistencia a fuerza cortante tanto de columnas como de contravientos. Asimismo, se obtuvo la suma de los dos componentes, la cual representa la resistencia lateral total del marco contraventeado (figura 2). Conforme a lo reportado por Maheri y Akbari (2003) y por Ghaffarzadeh y Maheri (2006), este procedimiento para el cálculo de la resistencia lateral total del sistema dual es adecuado.

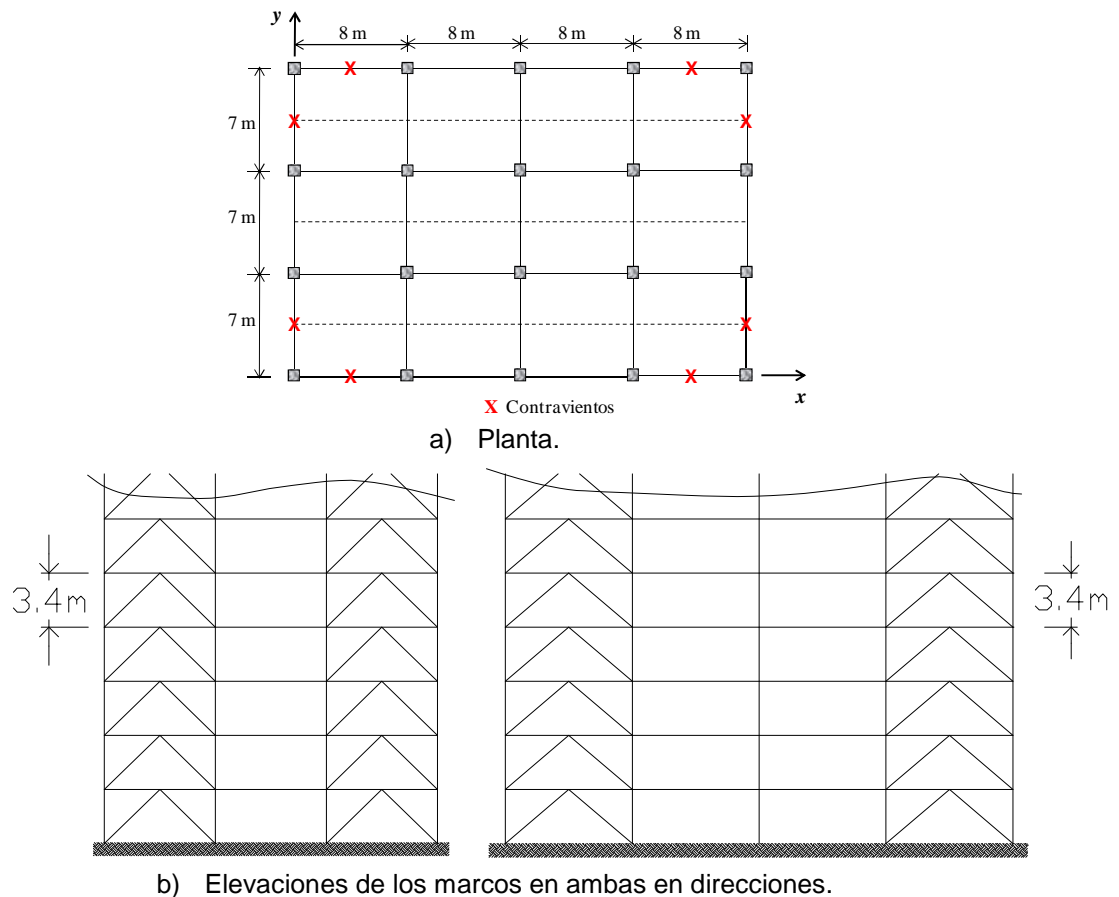


Figura 1 Planta y elevaciones de los modelos estudiados.

Como se comenta con detalle en Godínez-Domínguez y Tena-Colunga (2010) y Godínez (2010), del estudio detallado de las curvas cortante-distorsión, se observa que existen algunos modelos en que se presenta un efecto inusual a nivel entrepiso, el cual consiste básicamente en un cambio de pendiente pronunciado en la curva cortante-distorsión (de pendiente positiva a negativa) que describe el comportamiento de las columnas de un determinado entrepiso. Dicho cambio de pendiente se observa en los entrepisos superiores de algunos de los modelos de entre cuatro y 16 niveles (figura 2). En los modelos de 20 y 24 niveles no se observó ningún caso.

Las curvas que se muestran en la figura 2 corresponden al caso en que se consideran resistencias nominales; sin embargo, el efecto se observó también en los casos en que se considera sobrerresistencia. Los criterios para la determinación de ambas condiciones de resistencia se comentan con detalle en Godínez y Tena (2007).

Dado que el observar pendientes negativas en las curvas cortante-distorsión de las columnas de un entrepiso es un efecto poco común, se realizó un estudio detallado de estos resultados. Debido a que el efecto mencionado se observó tanto en los modelos de baja altura (cuatro niveles) como en los de mediana altura (16 niveles), se analizaron ampliamente dos modelos (m4y50 y m16x75), como se reporta con detalle en Godínez (2010) y se comenta en las secciones posteriores.

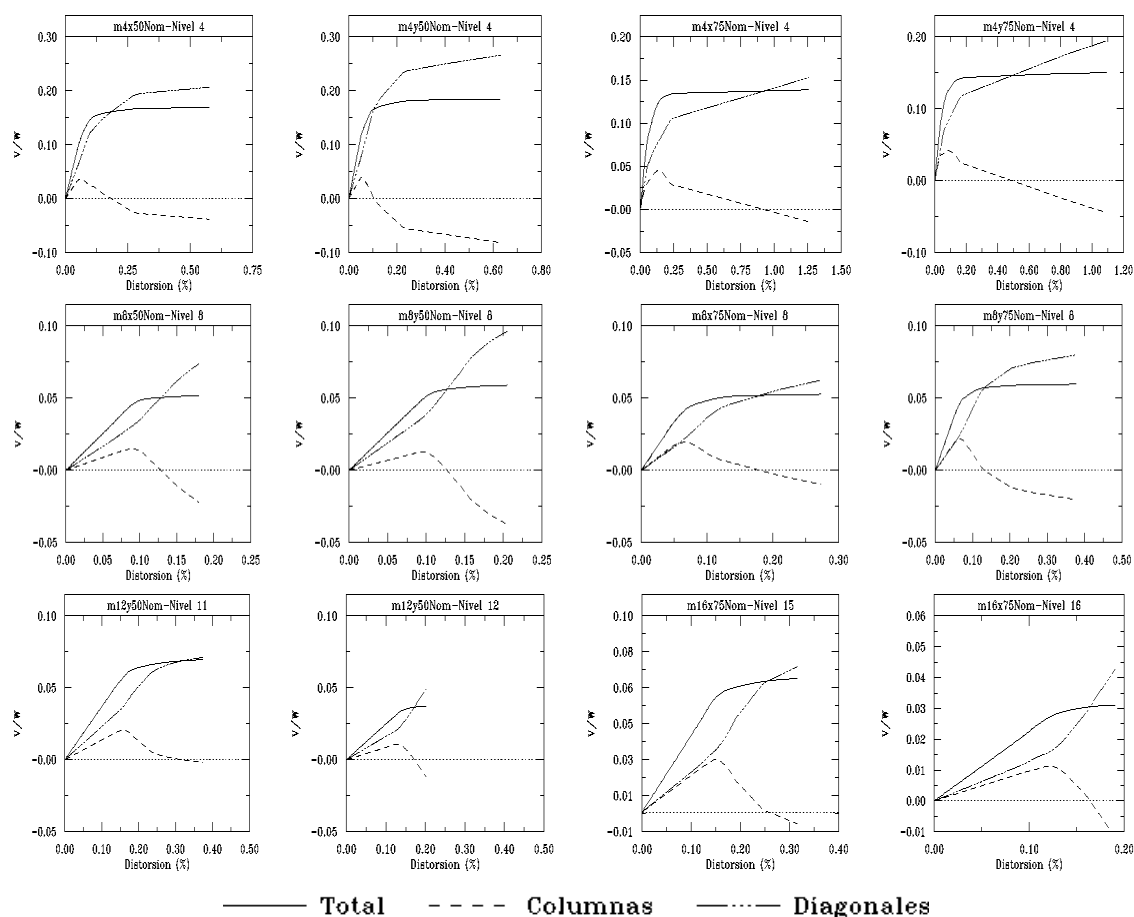


Figura 2 Curvas cortante-distorsión de algunos modelos que presenta cambio de pendiente (de positiva a negativa) en la curva que define el comportamiento de columnas en niveles superiores.

Para identificar los distintos modelos estudiados, se utilizó la siguiente nomenclatura general: $mNdpp$, donde la m indica que se trata de un marco, N indica el número de niveles, d indica la dirección de análisis (X o Y) conforme a la planta de los modelos (figura 1), y los últimos dos caracteres (pp) indican el porcentaje de fuerza cortante que aportan las columnas del marco. Por ejemplo, el modelo $m16x75$, identifica el diseño de un marco de 16 niveles en la dirección X de la planta de la figura 1, donde las columnas aportan aproximadamente el 75% de la resistencia a fuerza cortante en el entrepiso.

3. CASOS DE ESTUDIO

Con el objeto de entender la causa que origina el cambio de pendiente (de positiva a negativa) en las curvas que definen el comportamiento de columnas en los entrepisos superiores, se realizó el estudio detallado de dos modelos de diferentes alturas (cuatro y 16 niveles) en que se observó el efecto mencionado. Con fines de optimización del espacio, se presentan principalmente los resultados del modelo de cuatro niveles, y en menor medida los correspondientes al modelo de 16 niveles.

Para poder identificar claramente los factores que pudieran intervenir en el fenómeno estudiado, se realizaron dos tipos de análisis no lineales ante carga monótona creciente, realizando las consideraciones siguientes en cada caso:

Caso 1. Se consideran los efectos de cargas laterales y verticales, así como efectos P- Δ .

Caso 2. Se consideran únicamente cargas laterales y se desprecian los efectos P- Δ (no se toma en cuenta el efecto de las cargas verticales).

Para cada uno de los análisis realizados se identificaron nueve pasos de interés (figura 3), para los cuales se determinaron: (a) mapeos de rotaciones plásticas acumuladas, (b) diagramas de equilibrio de fuerzas del entrepiso considerado y del inmediato inferior, (c) giros en los nudos del entrepiso considerado y del inmediato inferior, (d) fuerza cortante en las columnas del entrepiso considerado, identificando en cada caso la parte de la fuerza cortante debida tanto a los giros (V_θ), como al desplazamiento lateral (V_Δ) y, (e) configuración deformada del marco en estudio.

En los diagramas de equilibrio de fuerzas que se presentan, las fuerzas en los elementos fueron normalizadas con base en las resistencias nominales de cada elemento, por ejemplo, para el caso de los contravientos, éstas se normalizaron con base en la resistencia nominal a compresión o a tensión, según correspondiera el caso.

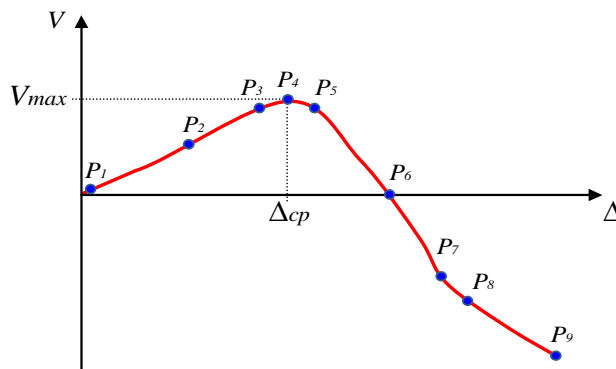


Figura 3 Representación esquemática de los pasos estudiados sobre la curva que define el comportamiento de las columnas

Los nueve pasos a los cuales se obtienen los resultados comentados en cada análisis, con base en la curva que define el comportamiento de las columnas (figura 3) son los siguientes:

- **Paso 1:** Correspondiente al paso inicial de carga
- **Paso 2:** Asociado a una distorsión ubicada entre las correspondientes al primer paso de carga y al paso de cortante máximo positivo.
- **Paso 3:** Correspondiente al paso que se ubica previo a la presencia del cortante máximo positivo, es decir, en este paso el comportamiento de las columnas aún tiene pendiente positiva.
- **Paso 4:** Asociado al paso de cortante máximo positivo, se considera como el inicio del cambio de pendiente.
- **Paso 5:** Asociado al paso donde se presenta el primer decremento en el nivel de fuerza cortante. En este paso el comportamiento de las columnas ya presenta pendiente negativa.

- **Paso 6:** Asociado al paso en que teóricamente las columnas dejan de aportar fuerza cortante.
- **Paso 7:** Asociado al paso en que el nivel de fuerza cortante es aproximadamente la mitad de la fuerza cortante máxima negativa.
- **Paso 8:** Asociado al paso intermedio entre los pasos de cortante nulo (paso 6) y cortante máximo negativo (paso 9). En particular, se considera el valor más cercano a una distorsión media entre los pasos comentados.
- **Paso 9:** Correspondiente al colapso teórico.

4. ESTUDIO DEL MODELO DE CUATRO NIVELES

En esta sección se presentan algunos de los resultados derivados del estudio detallado de un modelo de cuatro niveles en que se consideran resistencias nominales. El modelo corresponde al caso en que las columnas fueron diseñadas para aportar aproximadamente el 50% de la fuerza cortante resistente de entrepiso (modelo m4y50-nominal). Los resultados completos se reportan con detalle en Godínez (2010).

4.1 Resultados del primer caso de análisis. Se consideran cargas laterales y verticales, así como efectos P- Δ

En la figura 4 se muestra la curva cortante-distorsión correspondiente al cuarto entrepiso del modelo en estudio (modelo m4y50-nominal). Se muestra tanto la curva de comportamiento total, la cual representa la resistencia lateral del sistema dual (calculada como la suma de la fuerza cortante en las columnas y diagonales del entrepiso), como la curva que define el comportamiento de las columnas. Se observa claramente un cambio pronunciado de pendiente positiva a negativa en la curva que define el comportamiento de las columnas. En la figura 4 se identifica el punto en que se alcanza la fuerza cortante máxima en la curva que define el comportamiento de las columnas, el cual de acuerdo a lo observado, representa el inicio del cambio de pendiente. Asimismo, se muestra el ajuste bilineal correspondiente a la respuesta total, en el que se identifican la fuerza cortante y la distorsión asociada a la fluencia. Se observa que el paso asociado a la fluencia de la curva total (línea continua) y el correspondiente al cambio de pendiente en la curva que define el comportamiento de las columnas (línea punteada) difieren entre sí.

De los nueve pasos estudiados, para los dos primeros no se obtuvieron los mapeos de fluencias, debido a que dichos pasos se encuentran ubicados en el intervalo de comportamiento elástico y, por lo tanto, no existen fluencias en ningún elemento (figura 3).

En la figura 5 se muestran los mapeos de rotaciones plásticas acumuladas asociados a los pasos tres a nueve. La magnitud de las rotaciones inelásticas en vigas y columnas se muestra mediante una escala de colores usando una marca circular; asimismo, las extensiones y acortamientos en diagonales se muestran mediante una segunda escala de colores empleando una marca en forma de óvalo.

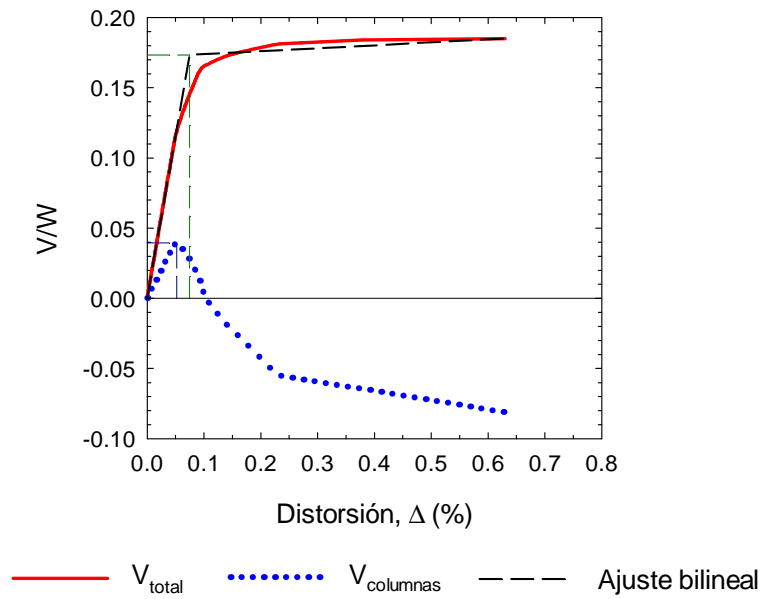


Figura 4 Respuestas global y de columnas del cuarto entrepiso, modelo m4y50 nominal

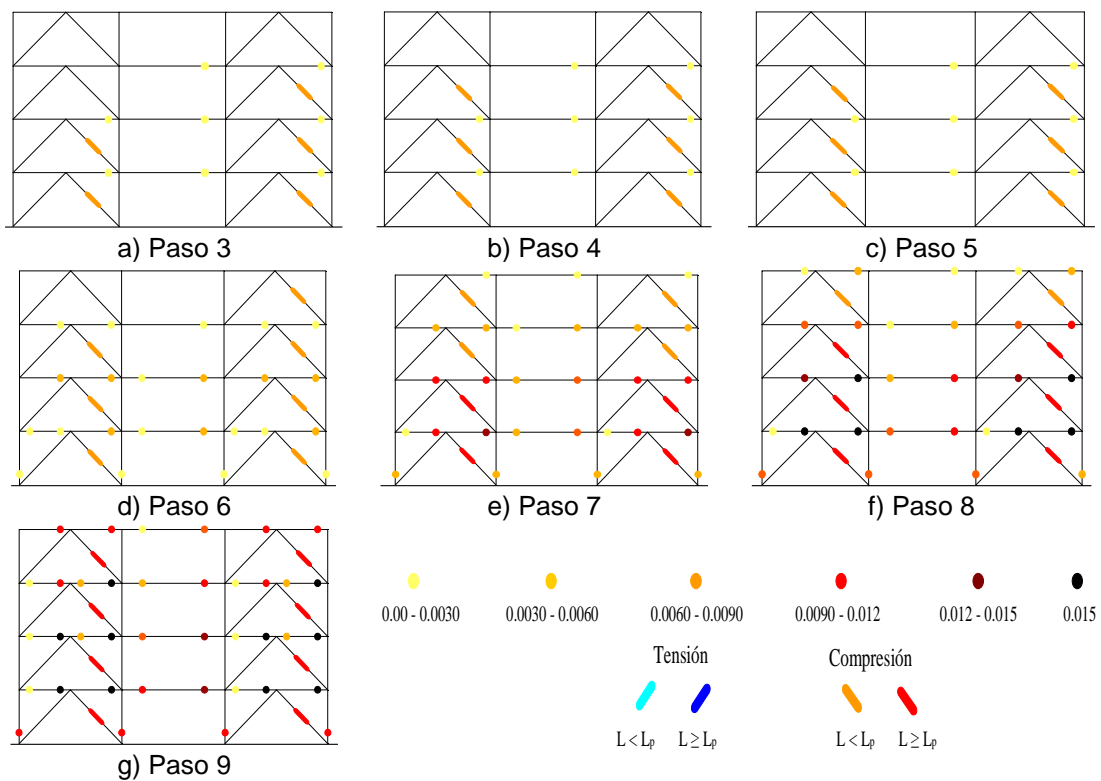


Figura 5 Mapeos de rotaciones plásticas acumuladas asociadas a los pasos 3 a 9

Las configuraciones deformadas que se muestran en esta sección (figuras 6 a 9) fueron amplificadas con la finalidad de observarlas más fácilmente, para lo cual los desplazamientos nodales se amplificaron 50 veces.

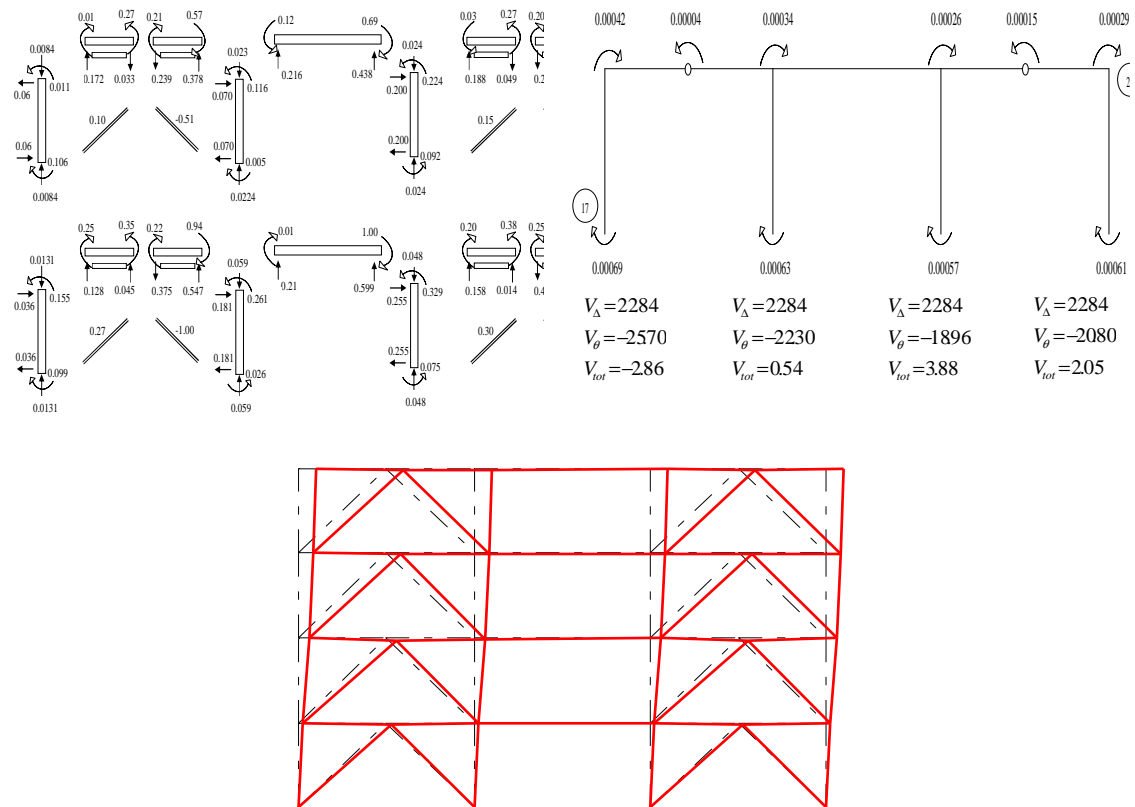


Figura 6 Fuerzas en elementos, giros en nudos, fuerza cortante en columnas del entrepiso estudiado y configuración deformada del marco en el paso 4

El estudio aislado de los mapeos de rotaciones plásticas no brinda la información necesaria para realizar conclusiones respecto al fenómeno estudiado. Como se mencionó, para poder interpretar de mejor manera los resultados, para cada paso considerado se obtuvieron: (1) diagramas de equilibrio de fuerzas del entrepiso en estudio y del inmediato inferior, (2) giros en los nudos del entrepiso en estudio y del inmediato inferior, (3) fuerzas cortantes en las columnas del entrepiso en estudio, en el que se indica la parte de la fuerza cortante debida a los giros (V_θ), así como la debida a desplazamiento lateral (V_Δ) y, (4) la configuración deformada del marco. Por cuestiones de espacio, en las figuras 6 a 9 se presentan únicamente los resultados asociados a los pasos cuatro, cinco, siete y nueve.

Un punto de interés radica en determinar cuál o cuáles son los factores responsables del sentido negativo de la fuerza cortante en algunas de las columnas del entrepiso en estudio. Debido a que las columnas de dicho entrepiso (cuarto entrepiso en este caso) se encuentran básicamente elásticas (figura 5), para poder verificar de manera aproximada la influencia que tienen tanto el desplazamiento lateral, como los giros, en el sentido de la fuerza cortante de las columnas, se realizó un análisis matricial tradicional. Como es común, las fuerzas en las barras de interés se calcularon con base en la ecuación 1 (Tena 2007).

$$\{F\} = [k'] [T] \{u\} \quad (1)$$

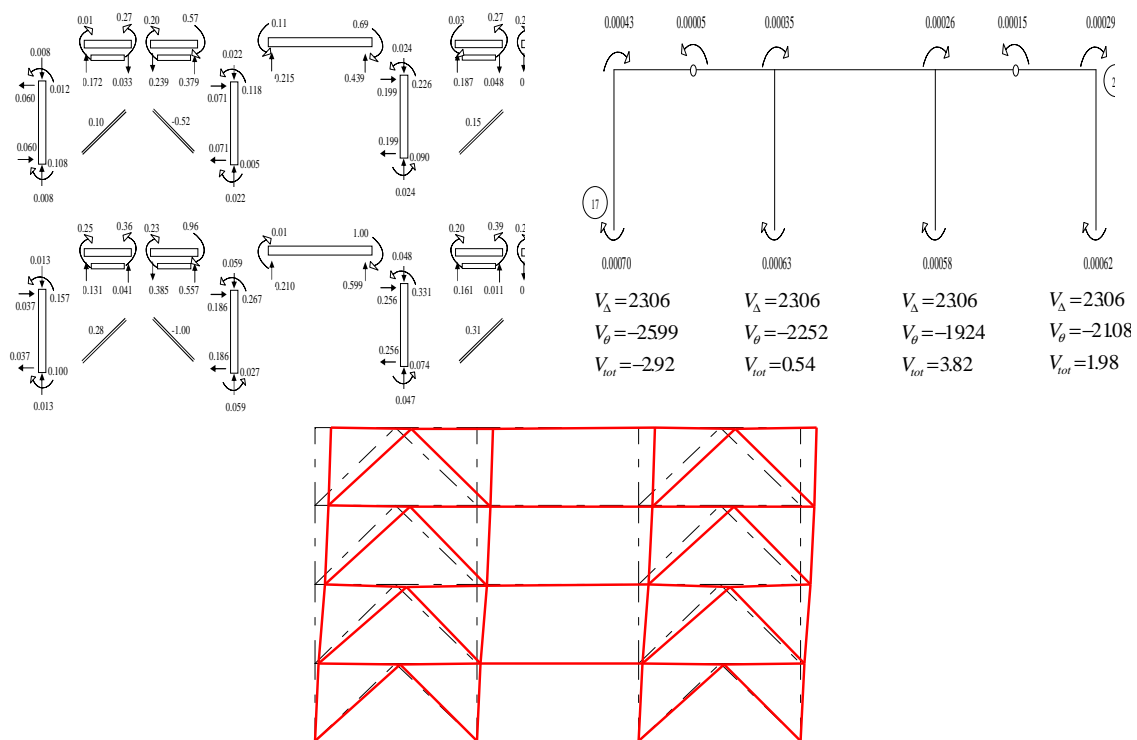


Figura 7 Fuerzas en elementos, giros en nudos, fuerza cortante en columnas del entrepiso estudiado y configuración deformada del marco en el paso 5

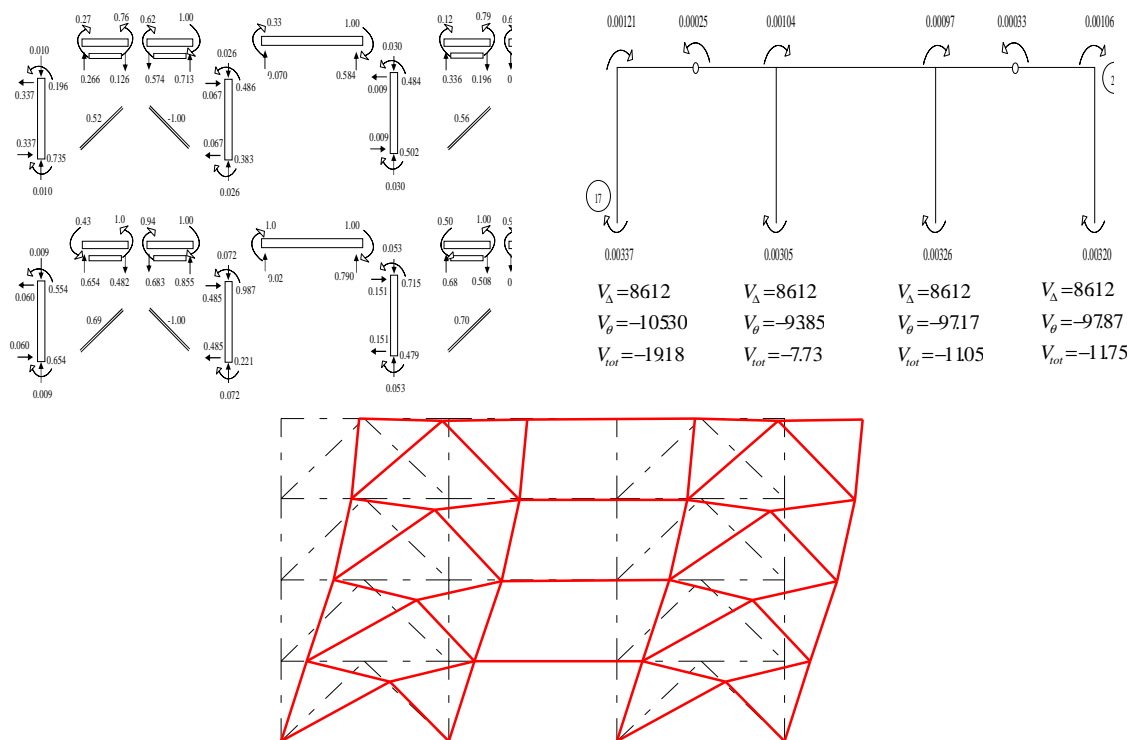


Figura 8 Fuerzas en elementos, giros en nudos, fuerza cortante en columnas del entrepiso estudiado y configuración deformada del marco en el paso 7

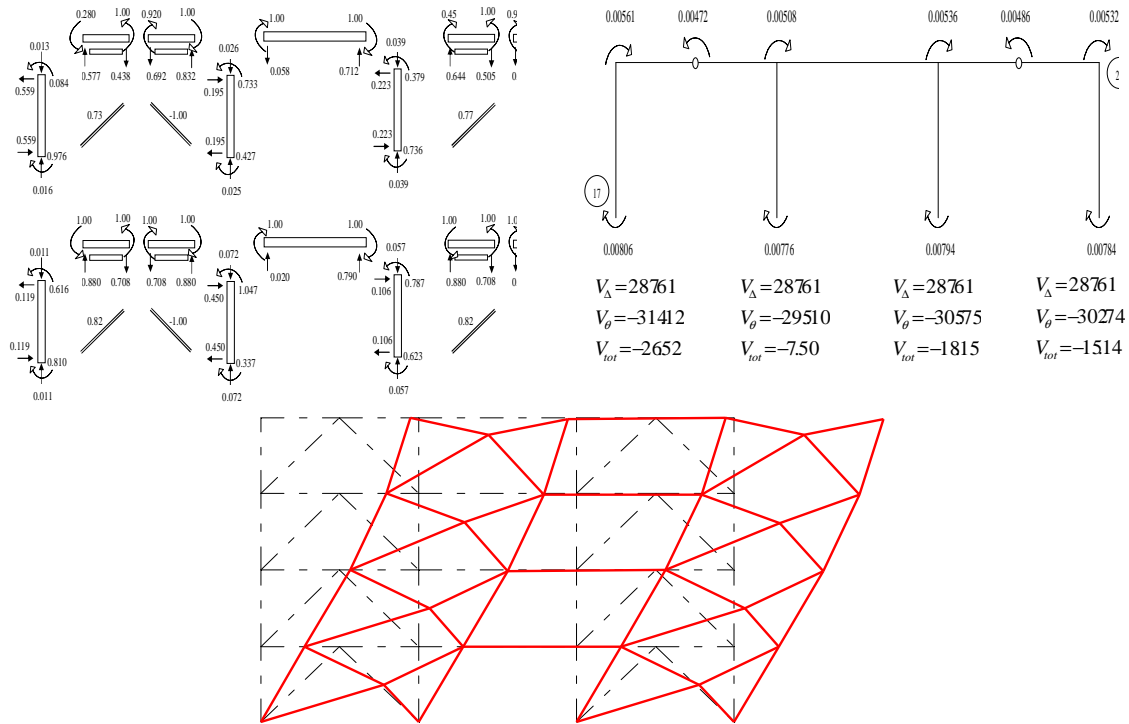


Figura 9 Fuerzas en elementos, giros en nudos, fuerza cortante en columnas del entrepiso estudiado y configuración deformada del marco en el paso 9 (colapso)

donde $\{F\}$ es el vector que contiene los elementos mecánicos del elemento estudiado, $[k']$ es la matriz de rigidez del elemento en coordenadas locales, $[T]$ es la matriz de transformación y, $\{u\}$ es el vector de desplazamientos en coordenadas globales.

El vector de desplazamientos $\{u\}$ empleado en la ecuación 1, está conformado por los desplazamientos calculados a cada paso en los análisis no lineales ante carga monótona creciente. Dichos análisis se realizaron empleando el programa DRAIN-2DX (Prakash *et al.* 1992). Asimismo, se formuló la matriz de rigidez elástica de los elementos, la cual es constante para todas las columnas de un mismo entrepiso, ya que la matriz de rigidez depende únicamente del módulo de elasticidad, el área, el momento de inercia y la longitud del elemento, parámetros constantes en las columnas de un mismo entrepiso.

Para aclarar el procedimiento, éste se ejemplifica para el caso de una columna cualquiera del entrepiso considerado.

La matriz de rigidez de elemento en coordenadas locales es:

$$[k] = 1 \times 10^6 \begin{bmatrix} 0.0032 & 0 & 0 & -0.0032 & 0 & 0 \\ 0 & 0.0001 & 0.0230 & 0 & -0.0001 & 0.0230 \\ 0 & 0.0230 & 5.2106 & 0 & -0.0230 & 2.6053 \\ -0.0032 & 0 & 0 & 0.0032 & 0 & 0 \\ 0 & -0.0001 & -0.0230 & 0 & 0.0001 & -0.0230 \\ 0 & 0.0230 & 2.6053 & 0 & -0.0230 & 5.2106 \end{bmatrix} \quad (2)$$

Las deformaciones en coordenadas locales $\{u'\} = [T]\{u\}$ son:

$$\{u'\} = \begin{Bmatrix} \{u'_{17}\} \\ \{u'_{23}\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -0.0007 \\ -11.0911 \\ -0.0081 \\ -0.0051 \\ -13.2180 \\ -0.0056 \end{Bmatrix} \quad (3)$$

Como se comentó, es importante identificar el aporte que a la fuerza cortante tienen tanto los desplazamientos laterales (V_Δ) como los giros (V_θ). En adelante los cálculos se enfocarán en la determinación de dicho elemento mecánico. Los elementos de la matriz de rigidez local que serán de utilidad para este fin, se identifican con un óvalo, y se muestran en forma de vector como $\{k_{aux}\}$. Finalmente, para el cálculo de la fuerza cortante debida a desplazamiento lateral (V_Δ) y a giro (V_θ), se realiza la multiplicación elemento a elemento de los vectores $\{k_{aux}\}$ y $\{u'\}$ identificando los grados de libertad que corresponden a cada efecto.

$$\{k_{aux}\} = 1 \times 10^4 \begin{Bmatrix} 0 \\ 0.0135 \\ 2.2988 \\ 0 \\ -0.0135 \\ 2.2988 \end{Bmatrix} \quad (4)$$

$$V_\Delta = (135)(-11.0911) + (-135)(-13.218) = 287.61 \text{ ton}$$

$$V_\theta = (22298)(-0.0081) + (22298)(-0.0056) = -314.12 \text{ ton}$$

Por tanto, el cortante en la columna es:

$$V = V_\Delta + V_\theta = 287.61 - 314.12 = -26.51 \text{ ton}$$

De lo anterior, se observa que para esta columna y, en general, para todas las del entrespacio estudiado, que el signo negativo de la fuerza cortante se debe principalmente a los giros (V_θ) y no a los desplazamientos laterales (V_Δ). Este efecto se observa también en los modelos de mayor altura (modelos de 16 niveles).

4.2 Resultados del segundo caso de análisis. Se consideran cargas laterales únicamente (no se consideran los efectos P-Δ)

En este segundo caso de análisis, se presentan los resultados de los análisis estáticos no lineales al considerar únicamente la acción de cargas laterales. Las cargas verticales y los efectos P-Δ no se tomaron en cuenta. Este análisis brinda información valiosa en cuanto a la influencia que los efectos P-Δ pudiesen tener en el cambio de pendiente observado en el comportamiento de las columnas en los entrespacios superiores de algunos de los modelos estudiados. Los resultados expuestos en esta sección se presentan en el mismo formato que en la sección precedente.

202 **Estudio de las particularidades de las curvas Cortante-Distorsión de marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo chervón.**

En la figura 10 se muestra la curva cortante-distorsión del cuarto entrepiso, en el que se observa nuevamente un cambio de pendiente pronunciado en el comportamiento de las columnas, aún cuando no se consideran cargas verticales ni efectos P- Δ en el análisis.

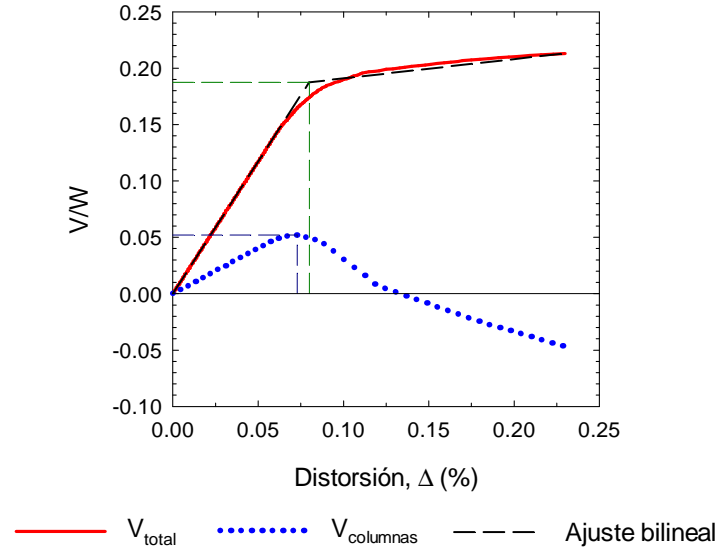


Figura 10 Respuestas global y de columnas del cuarto entrepiso, modelo m4y50 nominal sin considerar el efecto de cargas verticales (no se consideran efectos P- Δ)

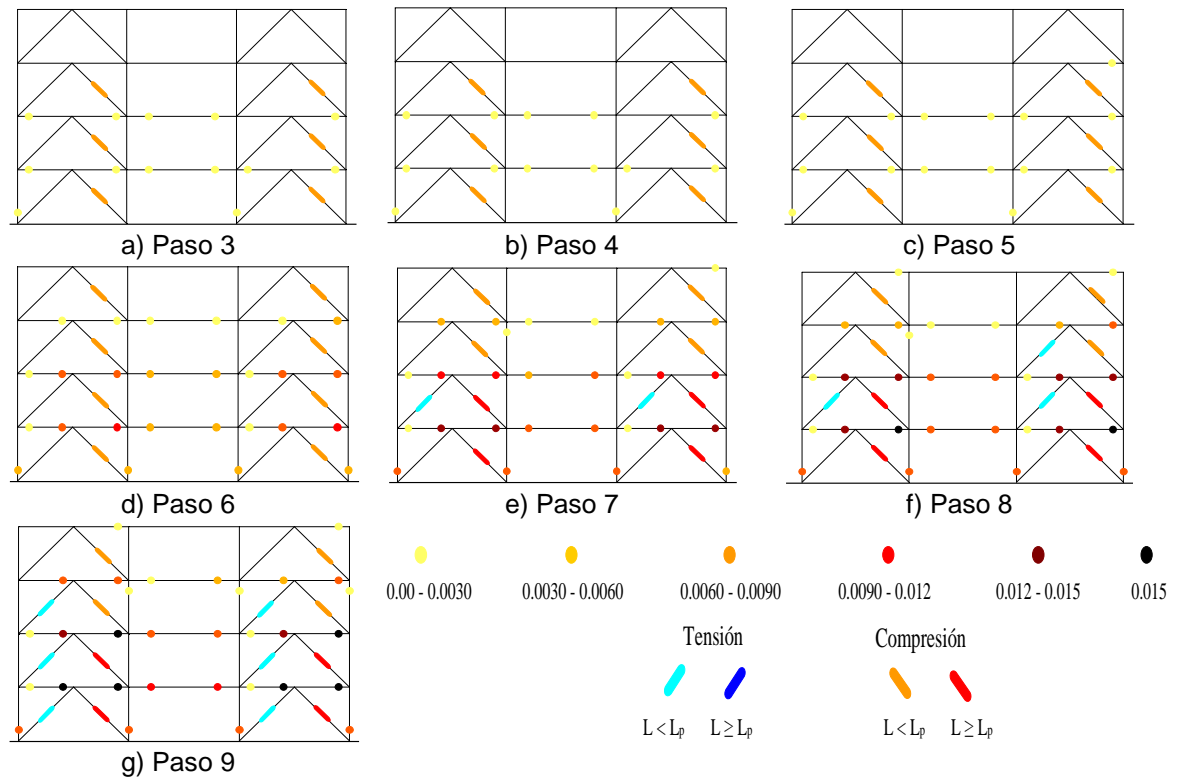


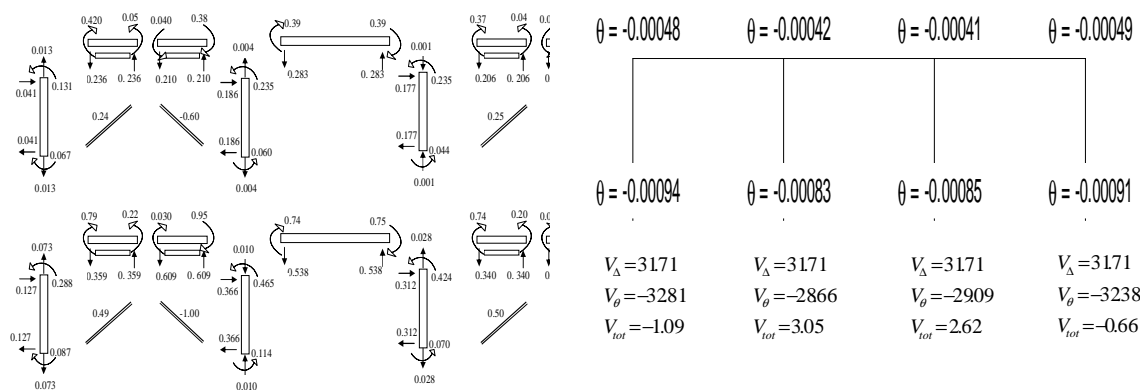
Figura 11 Mapeos de fluencias correspondientes a los pasos 3 a 9 sin considerar el efecto de cargas verticales (no se consideran efectos P- Δ)

Asimismo, en la figura 11 se presenta los mapeos de rotaciones plásticas acumuladas de los pasos 3 al 9. Las escalas empleadas para identificar tanto la magnitud de rotaciones inelásticas en vigas y columnas, como las extensiones y acortamientos en diagonales, son las mismas a las descritas en la sección anterior. Al igual que en el primer tipo de análisis, no se presentan mapeos de rotaciones plásticas de los dos primeros pasos estudiados, pues están ubicados en el intervalo elástico de comportamiento.

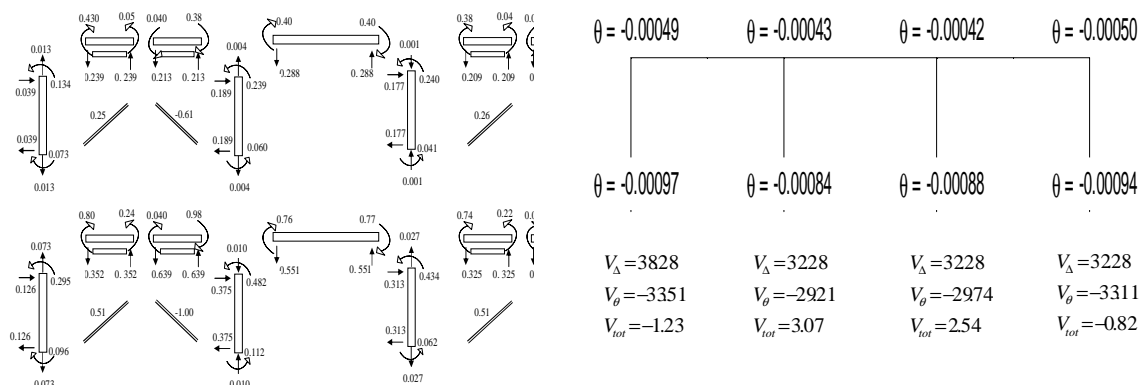
En la figuras 12 y 13 se presenta información complementaria para los pasos cuatro, cinco, siete y nueve. En este caso no se muestran las configuraciones deformadas asociadas a cada paso, pues dichas figuras se presentan y comentan en la sección siguiente.

De los resultados expuestos en las figuras 11 a 13, se observa que existen algunas diferencias respecto a los resultados expuestos para el primer caso de análisis. Por ejemplo, de los mapeos de rotaciones plásticas acumuladas en que no se toma en cuenta el efecto de las cargas verticales, ni efectos $P-\Delta$ (figura 11), se observa que para los pasos 7 a 9 las diagonales en tensión experimentan deformaciones inelásticas, efecto no observado en el primer caso de análisis. Lo anterior se debe a que al no considerar los efectos $P-\Delta$, el marco puede desarrollar una respuesta estable a niveles de distorsión mayores que al considerar dichos efectos.

Del equilibrio de fuerzas, giros en nudos y fuerzas cortantes en columnas (figuras 12 y 13), se observa que el comportamiento es muy similar al observado en el primer tipo de análisis (figuras 6 a 9). En la interpretación de resultados debe considerarse que los puntos estudiados no se presentan a la misma distorsión para cada caso de análisis, aspecto que se comenta en la sección siguiente.



a) Paso 4



b) Paso 5

Figura 12 Fuerzas en elementos, giros en nudos y fuerza cortante en columnas del entrepiso estudiado en diferentes pasos de carga

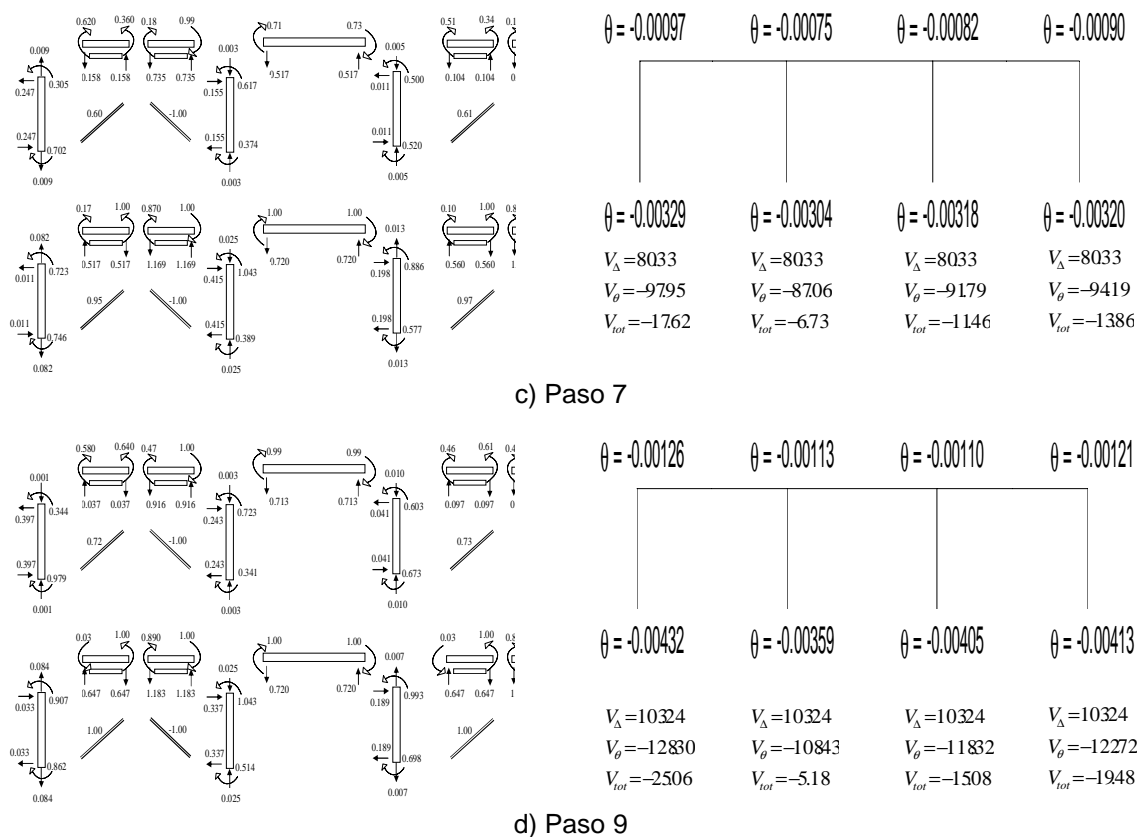


Figura 13 Fuerzas en elementos, giros en nudos y fuerza cortante en columnas del entrepiso estudiado en diferentes pasos de carga

5. INFLUENCIA DE LAS CARGAS VERTICALES Y EFECTOS P-Δ

En esta sección se presenta una comparativa de los resultados del marco de cuatro niveles expuesto en las dos secciones precedentes. En el primer caso de análisis se consideró el efecto de cargas laterales y verticales, así como los efectos P-Δ, en tanto en el segundo caso de análisis, únicamente se consideró el efecto de las cargas laterales. Se presentan también algunos resultados del modelo de 16 niveles (modelo m16x75) con la finalidad de valorar el efecto de las cargas verticales y los efectos P-Δ conforme se incrementa la altura de los marcos, ya que como se sabe, los efectos de segundo orden tienden a tener mayor influencia en la respuesta estructural conforme se incrementa la altura de los modelos.

En las figuras 14a (modelo de cuatro niveles) y 14b (modelo de 16 niveles) se muestra una comparativa entre las curvas que definen el comportamiento de las columnas en el entrepiso estudiado, tanto al tomar en cuenta los efectos P-Δ, como al no considerarlos en los análisis estáticos no lineales. En ambos casos los resultados corresponden al último entrepiso.

De la figura 14 se observa que, para los dos modelos estudiados, tanto el cortante, como la distorsión asociada al punto donde se presenta el cambio de pendiente (cortante máximo positivo) son inferiores en el caso en que se consideran los efectos P-Δ. Lo anterior puede deberse a que por efecto de las cargas verticales, la capacidad de deformación global y de entrepiso se reduce, lo cual provoca que el cambio de pendiente en las columnas se presente a distorsiones inferiores respecto al caso en que no se consideran las cargas verticales y efectos P-Δ.

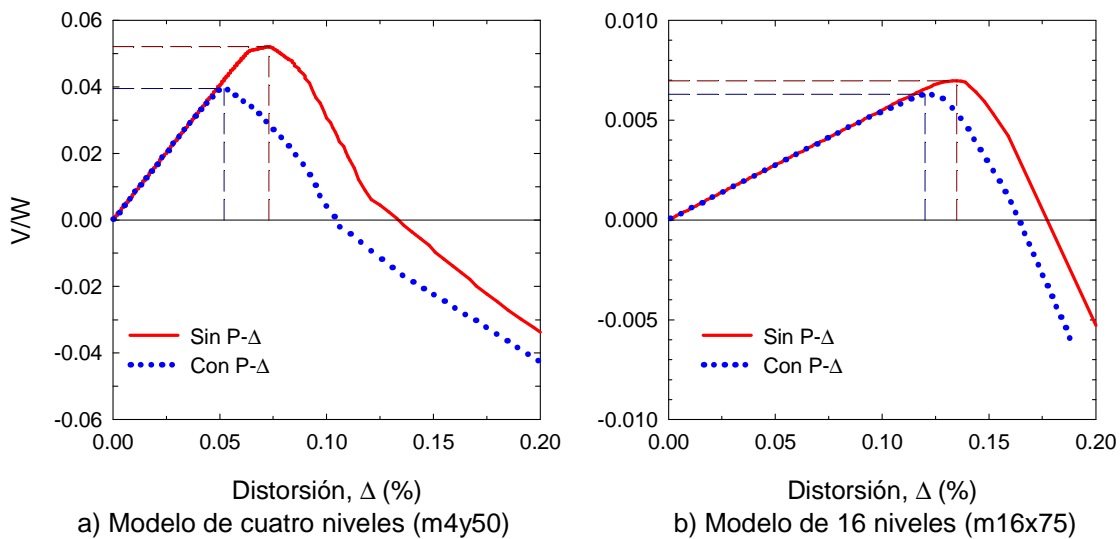


Figura 14 Impacto de las cargas verticales y efectos P- Δ en las curvas que definen el comportamiento de las columnas en pisos superiores del modelo de a) cuatro niveles y, b) 16 niveles

En las figuras 15 y 16 se muestran las configuraciones deformadas y los mapeos de fluencias para el marco de cuatro niveles tanto para el caso en que no se consideran cargas verticales y efectos P- Δ , como al considerarlos. Asimismo, en las figuras 17 y 18 se muestra lo correspondiente al modelo de 16 niveles.

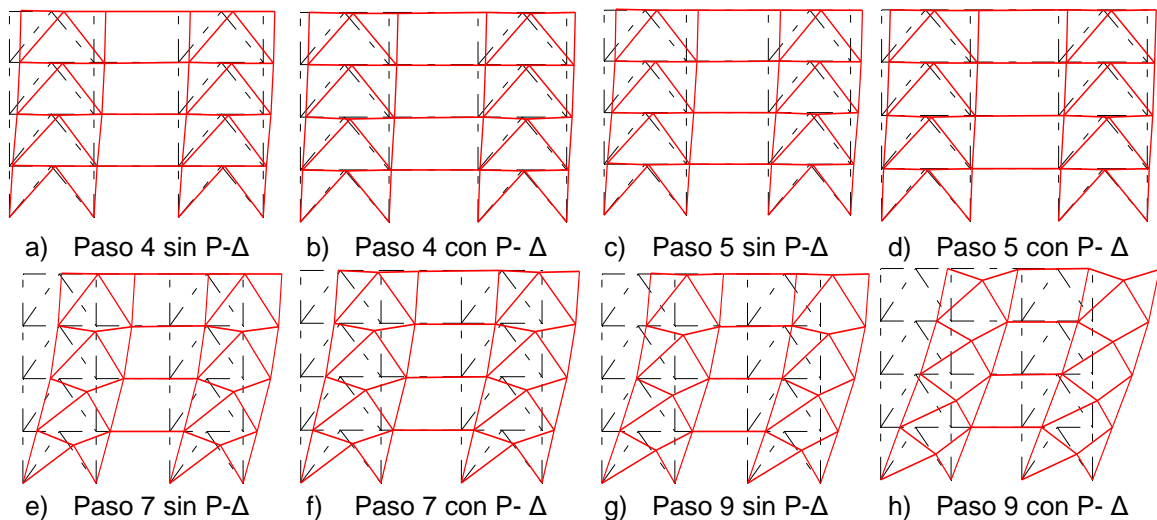


Figura 15 Impacto de las cargas verticales y efectos P- Δ en las configuraciones deformadas

De la figuras 14a y 15 se observa que en el caso del marco de cuatro niveles, los pasos a los cuales se presentan los resultados (pasos 4, 5, 7 y 9), difieren en cuanto a los niveles de distorsión en cada tipo de análisis, por ejemplo, el paso 4, en el análisis en que no se consideran cargas verticales ni efectos P- Δ se presenta a una distorsión mayor respecto a la cual se presenta en el análisis en que si se toman en cuenta cargas verticales y efectos P- Δ (caso contrario en el paso 9). Por lo anterior, de la figura 16, en que se muestran los mapeos de rotaciones plásticas acumuladas para ambos casos de análisis, se observa que, aunque en general la distribución del comportamiento inelástico es similar en ambos casos, existen

variaciones en las magnitudes de las rotaciones en algunos elementos. Lo anterior se observa con mayor facilidad en las figuras correspondientes al colapso teórico (paso 9, figuras 16g y 16h), pues por ejemplo, los contravientos en tensión experimentan deformaciones inelásticas cuando se consideran los efectos P- Δ , en tanto que al despreciar dicho efecto permanecen elásticos.

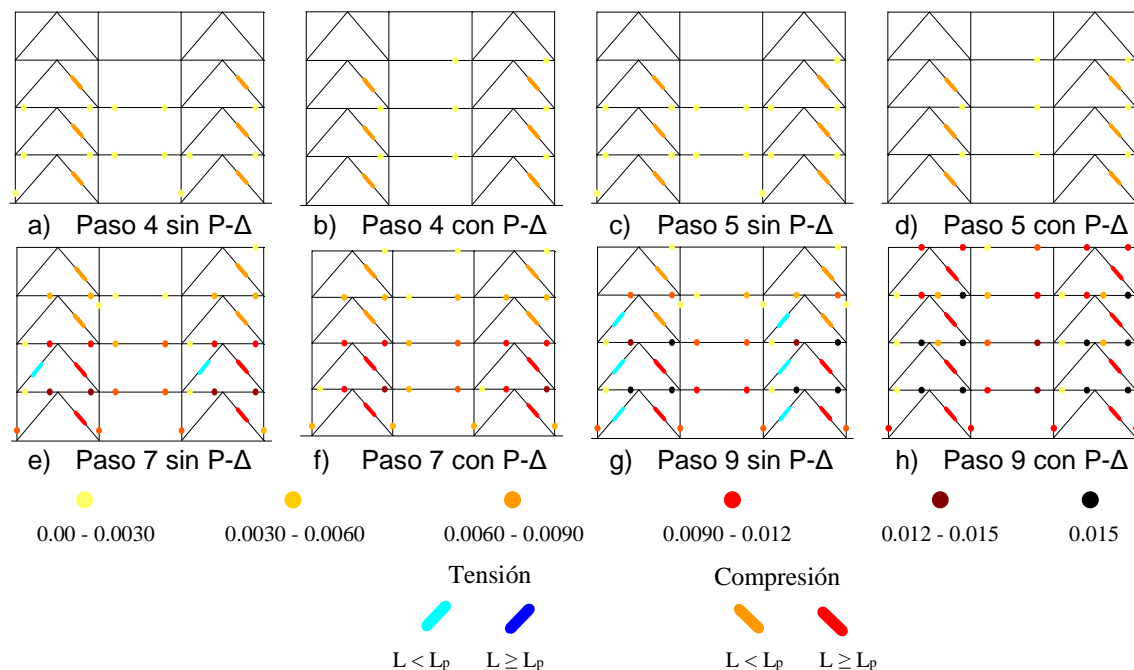


Figura 16 Impacto de las cargas verticales y efectos P- Δ en los mapeos de fluencias

De los resultados expuestos en las dos secciones precedentes (en que se muestran las fuerzas en elementos, giros en nudos y fuerza cortante en columnas del entrepiso en diferentes pasos de los análisis), como lo expuesto en esta sección (figuras 15 y 16), puede concluirse que para el modelo de cuatro niveles, salvo el punto comentado en el párrafo anterior, se observa que el efecto del cambio de pendiente (de positiva a negativa) en las curvas que definen el comportamiento de las columnas de pisos superiores es básicamente el mismo al considerar o despreciar las cargas verticales y los efectos P- Δ .

De los resultados del modelo de 16 niveles (figuras 14b y 17), se observa nuevamente que los niveles de distorsión y cortante asociados al inicio del cambio de pendiente (cortante máximo positivo) son inferiores en el caso en que se consideran cargas verticales y efectos P- Δ , respecto a los obtenidos al no considerar dichos efectos. En este caso, debe notarse que el impacto de las cargas verticales y los efectos P- Δ son de mayor relevancia que en el marco de cuatro niveles, pues si no se consideraran dichos efectos, el cambio de pendiente en la curva que define el comportamiento de las columnas es menos evidente, más aún, no se llega a desarrollar cortante negativo, lo cual evidentemente ocurre al considerar las cargas verticales y efectos P- Δ (figura 14b).

De la figura 17 se observa que las configuraciones deformadas del marco de 16 niveles, asociadas a cada paso del análisis, son similares. Sin embargo, existe un impacto notorio de la carga vertical y los efectos P- Δ en los niveles de distorsión, en particular en el paso asociado al colapso (paso 9, figuras 17g y 17h), lo cual era de esperarse, pues es sabido que al no considerar los efectos de las cargas verticales y efectos P- Δ durante un análisis no lineal, la respuesta es más estable a lo largo del mismo, obteniendo menores desplazamientos laterales.

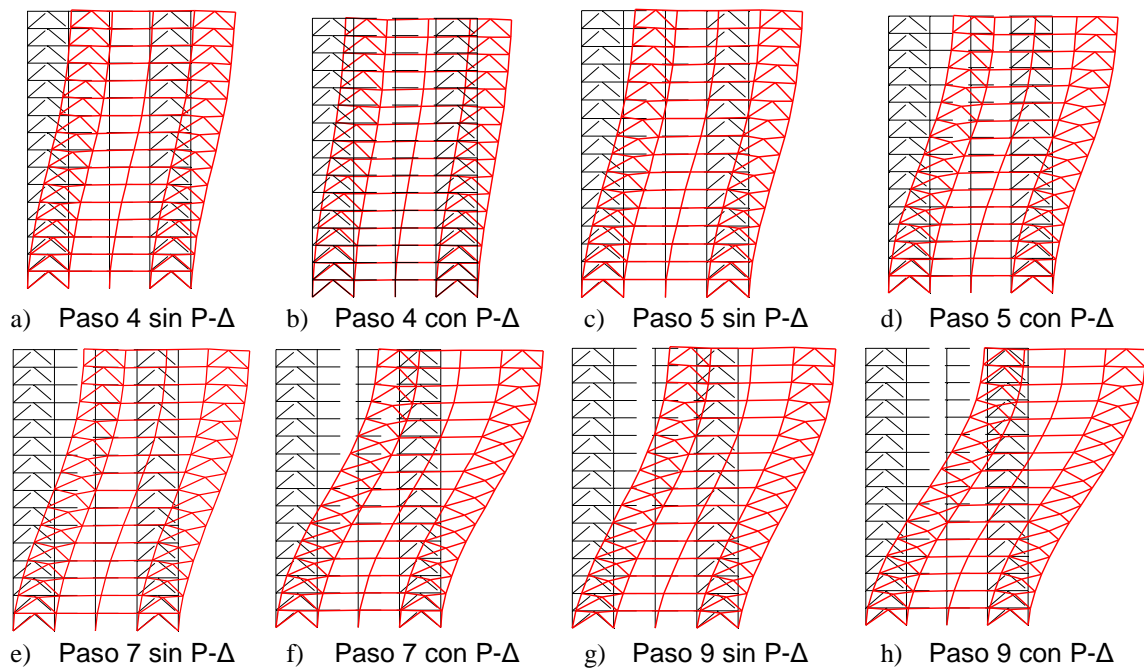


Figura 17 Impacto de las cargas verticales y efectos $P-\Delta$ en las configuraciones deformadas

De la figura 18, en que se muestran los mapeos de rotaciones plásticas acumuladas del modelo de 16 niveles para los dos casos de análisis, se observa que las rotaciones asociadas a los pasos 4 y 5 (figuras 18a a 18d) son mayores en el caso en que no se consideran los efectos $P-\Delta$. Sin embargo, esto debe interpretarse de acuerdo a lo comentado previamente, pues como se observa de las curvas cortante distorsión (figura 14b), las distorsiones a las cuales se calculan dichas rotaciones son mayores en el modelo en que no se consideran los efectos $P-\Delta$, razón por la cual las rotaciones son superiores respecto al análisis en que si se consideran dichos efectos.

6. CONCLUSIONES

Se estudiaron a fondo las causas probables que ocasionan un cambio de pendiente pronunciado en la curva cortante-distorsión que describe el comportamiento de las columnas de un determinado entrepiso. Este efecto se observó en los entrepisos superiores de algunos de los modelos de entre cuatro y 16 niveles. En los modelos de 20 y 24 niveles no se presentó ningún caso. Por lo anterior, se realizaron análisis estáticos no lineales detallados a dos modelos de diferentes alturas (cuatro y 16 niveles), obteniendo información relevante a diferentes pasos de carga.

Con base en los resultados expuestos, se concluye que el efecto de la pendiente negativa en las curvas que definen la curva cortante-distorsión de las columnas de algunos entrepisos de niveles superiores es debido mayoritariamente a la secuencia de formación de articulaciones plásticas en los elementos, en especial debido al pandeo de las diagonales de los niveles superiores. Una vez que las diagonales de contraventeo que se encuentran en compresión en los entrepisos superiores comienzan a pandear, las rotaciones de los nodos adyacentes se incrementan de manera importante y con mayor proporción de lo que lo hacen los desplazamientos laterales. Debido a que las fuerzas cortantes debidas a dichas rotaciones actúan en sentido contrario a las fuerzas cortantes debidas a desplazamiento lateral, la suma o fuerza cortante resultante es negativa. Por lo tanto, a partir de dicho punto, estas curvas presentan pendiente negativa conforme el desplazamiento lateral se incrementa, en tanto la fuerza cortante decrece.

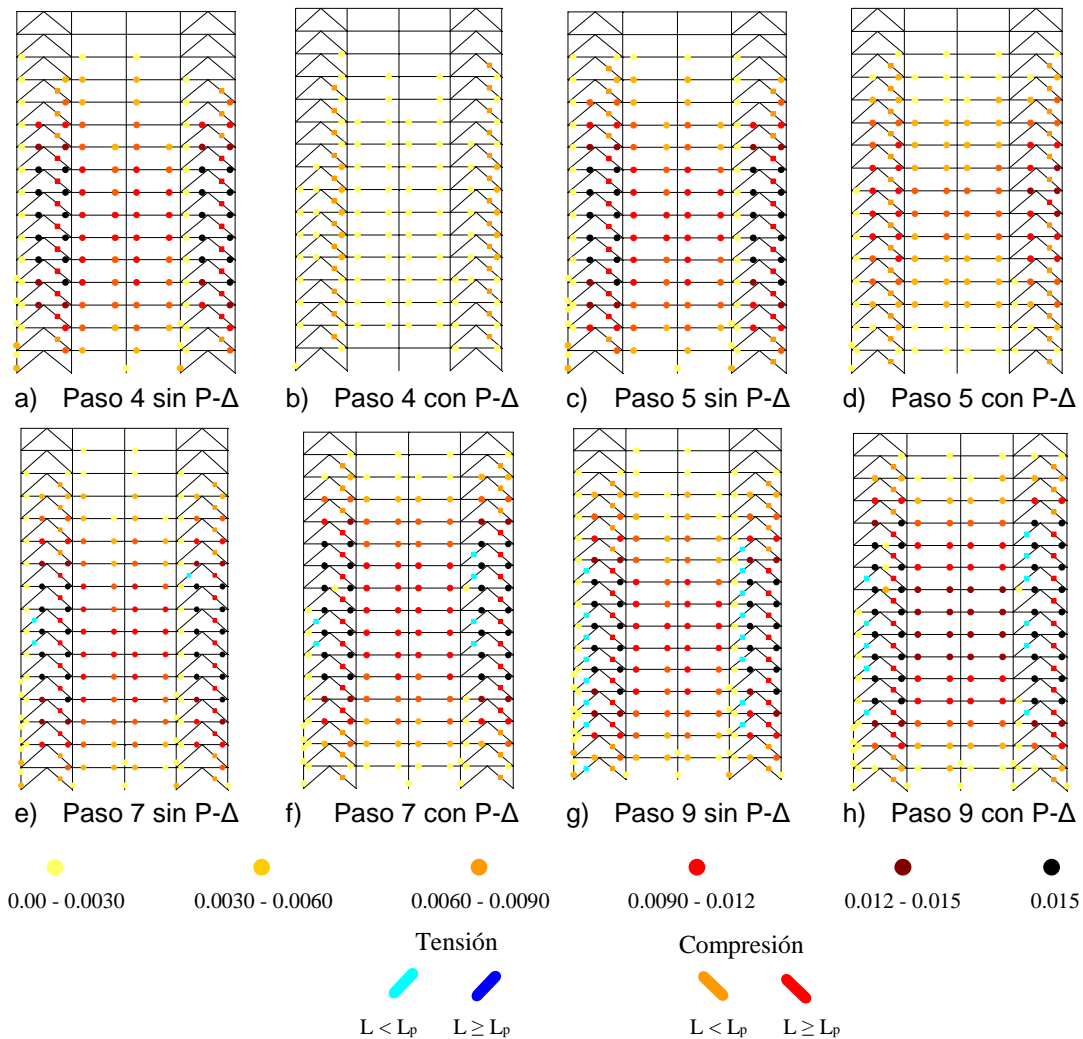


Figura 18 Impacto de las cargas verticales y efectos P-Δ en los mapeos de fluencias

La influencia de la carga vertical y los efectos P-Δ fueron poco significativos en el modelo de cuatro niveles; sin embargo, se observó que su impacto tiende a tener mayor relevancia conforme se incrementa la altura de los modelos (modelo de 16 niveles).

Asimismo, de las configuraciones deformadas se observa que las columnas de los últimos entresijos presentan cortantes negativos, ya que éstas al deformarse el marco, giran en sentido contrario al movimiento inducido por las cargas laterales, tratando de evitar que la deformación lateral se incremente.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la beca otorgada a Eber Alberto Godínez por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México (Conacyt) para sus estudios de doctorado.

REFERENCIAS

1. Correa, H (2005), "Evaluación de los criterios de diseño sísmico de la propuesta de Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-2001) para edificios regulares con base en marcos dúctiles de concreto reforzado", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, mayo.
2. Gatica, G (2007), "Importancia de la sobrerresistencia que aportan las losas a las vigas de edificios con base en marcos dúctiles diseñados conforme a los reglamentos del Distrito Federal", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
3. Ghaffarzadeh, H y M R Maheri (2006), "Cyclic tests on internally braced frames", *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 3, pp. 177-186.
4. Godínez, E y A Tena (2007), "Evaluación de los criterios de diseño sísmico del RCDF para marcos dúctiles de concreto reforzado con contravientos", *Memorias, XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Ixtapa, Guerrero, CD-ROM, noviembre.
5. Godínez-Domínguez, E A y A Tena-Colunga (2008), "Behavior of moment resisting reinforced concrete concentric braced frames (RC-MRCBFS) in seismic zones", *Memorias, 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, Artículo No. 05-03-0059, CD-ROM, octubre.
6. Godínez, E y A Tena (2009), "Propuesta de diseño de marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo chevrón con base en los resultados de análisis no lineales", *Memorias, XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puebla, Puebla, CD-ROM, noviembre.
7. Godínez-Domínguez, E y A Tena-Colunga (2010), "Nonlinear behavior of code-designed reinforced concrete concentric braced frames under lateral loading", *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 944-963.
8. Godínez, E A (2010), "Estudio del comportamiento de marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo chevrón", *Tesis de Doctorado*, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, julio.
9. Luaces, F L (1995), "Sobrerresistencia en estructuras a base de marcos de concreto reforzado", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, noviembre.
10. Luna, J L (2000), "Estudio de los criterios del RCDF-93 y sus normas técnicas complementarias para el diseño sísmico de edificios regulares a base de marcos de concreto", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, enero.
11. Maheri, M R y R Akbari (2003). "Seismic behaviour factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC buildings", *Engineering Structures*, Vol. 25, pp. 1505-1513
12. Prakash, V, G H Powell y Fillipou (1992), "DRAIN-2DX: base program user guide", *Reporte No. UBC/SEMM-92/29*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.

210 **Estudio de las particularidades de las curvas Cortante-Distorsión de marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo chervón.**

13. Tena, A (2007), Análisis de estructuras con métodos matriciales, primera edición, Limusa, septiembre, ISBN-13:978-968-18-6980-9.
14. Tena-Colunga, A, H Correa-Arizmendi, J L Luna-Arroyo y G Gatica-Avilés (2008), "Seismic behavior of code-designed medium rise special moment-resisting frame RC buildings in soft soils of Mexico City", *Engineering Structures*, Vol. 30, No. 12, pp. 3681-3707, doi:10.1016/j.engstruct.2008.05.026.
15. Tena-Colunga, A, U Mena-Hernández, L E Pérez-Rocha, J Avilés, M Ordaz y J I Vilar (2009), "Updated seismic design guidelines for buildings of a model code of Mexico", *Earthquake Spectra*, Vol. 25, No. 4, pp. 869-898, noviembre, doi: 10.1193/1.3240413.